



Approches expérimentale et numérique du dimensionnement de renforcements géosynthétiques sur cavités et inclusions rigides

Audrey Huckert

► To cite this version:

Audrey Huckert. Approches expérimentale et numérique du dimensionnement de renforcements géosynthétiques sur cavités et inclusions rigides. Mécanique [physics.med-ph]. Université de Grenoble, 2014. Français. NNT : 2014GRENI030 . tel-01296474

HAL Id: tel-01296474

<https://theses.hal.science/tel-01296474>

Submitted on 1 Apr 2016

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

THÈSE

Pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ DE GRENOBLE

Spécialité : **Ingénierie – Matériaux, Mécanique, Energétique, Environnement, Procédés, Production**

Arrêté ministériel : 7 août 2006

Présentée par

Audrey HUCKERT

Thèse dirigée par **Pascal VILLARD** et
codirigée par **Laurent BRIANÇON**

préparée au sein du **Laboratoire 3SR**
dans l'**École Doctorale IMEP2**

Approches expérimentale et numérique du dimensionnement de renforcements géosynthétiques sur cavités et inclusions rigides

Thèse soutenue publiquement le 26 mai 2014,
devant le jury composé de :

M. Dominique ALLAGNAT

Directeur, EGIS Géotechnique, Invité.

M. Marcio ALMEIDA

Professeur, Federal University of Rio de Janeiro, Rapporteur.

M. Laurent BRIANÇON

Maître de Conférence, CNAM, Co-directeur de thèse.

M. Philippe DELMAS

Professeur titulaire de la chaire de Géotechnique, CNAM, Examinateur.

Mme Farimah MASROURI

Professeur, Université de Lorraine, Présidente du Jury.

M. Jacques TANKERE

Président, Texinov, Invité

M. Luc THOREL

Directeur de Recherche, IFSTTAR, Rapporteur.

M. Pascal VILLARD

Professeur, Université Joseph Fourier, Directeur de thèse.



Remerciements

Merci à l'ensemble des membres du jury pour leur intérêt envers ce sujet de thèse, et plus particulièrement à Luc Thorel et Marcio Almeida qui ont accepté la charge de rapporteur. Merci également à Farimah Masrouri pour sa participation à ce jury, qu'elle m'a fait l'honneur de présider.

Ce travail de doctorat est le résultat d'une collaboration entre le bureau d'études Egis Géotechnique et le laboratoire 3SR. Je tiens à remercier Yves Guerpillon, Dominique Allagnat et Bruno Mazaré de m'avoir fait confiance pour ce projet de recherche, ainsi que Patrick Garcin et Sébastien Reynaud pour leur travail de suivi et d'encadrement au cours de ces trois années de thèse.

J'adresse également mes remerciements à Pascal Villard et Laurent Briançon, directeur et co-directeur de thèse pour leur encadrement. Leur complémentarité m'a permis d'aborder les travaux numériques et expérimentations sur la thématique des effondrements localisés. Leurs enseignements ont également été nombreux lors de la phase de rédaction et de relecture.

Merci de même à l'ensemble des membres du projet de recherche Géolnov, qui de près ou de loin, ont contribué au bon déroulement de ce travail de thèse et m'ont permis d'avancer dans ma réflexion sur le sujet des renforcements géosynthétiques. En particulier, merci à Philippe Delmas, Marie et Jacques Tankéré.

Je tiens de plus à remercier les intervenants, nombreux, qui auront prêté main forte lors des expérimentations en vraie grandeur ou des simulations numériques : l'entreprise Carrey, Albane Saintenoy, Fayçal Rejiba, Bertrand Lacaille, les équipes Vinci et Cosea sur le chantier du RBT CE1 0025 (lot 12 SEA), ainsi que François Kneib et Bruno Chareyre.

Enfin, et ce n'est pas le moindre, un grand merci à mes amis, collègues et à ma famille pour leur soutien.

Résumé

Les constructions d'infrastructures linéaires de transport sont de plus en plus contraintes par la traversée de terrains aux caractéristiques mécaniques médiocres, pouvant mener à des tassements importants ou à la formation de fontis en base de l'ouvrage. Un renforcement géosynthétique peut alors être mis en œuvre sur cavités potentielles ou en renforcement de plateforme de transfert de charges sur inclusions rigides. L'objectif de cette thèse CIFRE (Conventions Industrielles de Formation par la Recherche) menée dans le cadre du projet de recherche FUI (Fond Unitaire Interministériel) Géolnov est de mieux appréhender le fonctionnement de ces ouvrages renforcés par géosynthétique afin d'en optimiser le dimensionnement.

Dans le cadre de la thèse, différentes expérimentations en vraie grandeur ont permis d'appréhender le comportement cinématique et mécanique des renforcements géosynthétiques dans le cas d'effondrements localisés sous un remblai granulaire non cohésif ou une couche de sol traité, et dans le cas des renforcements des plateformes de transfert de charges sur inclusions rigides. Une importante base de données expérimentales a ainsi été constituée.

Des simulations numériques discrètes des expérimentations sur cavités et inclusions rigides ont été menées afin de préciser le rôle des renforcements et des mécanismes mis en jeu dans ces structures renforcées. Dans le cas des effondrements localisés, la calibration du modèle à partir des données expérimentales a permis de préciser les mécanismes de transferts de charges au sein du remblai, la géométrie de la distribution de contrainte sur le renforcement géosynthétique et les mécanismes de rupture pour le cas des sols traités.

Au final, la combinaison des approches expérimentales et numériques a abouti à une meilleure compréhension de certains mécanismes de transfert de charges ce qui a permis d'apporter des améliorations aux méthodes de dimensionnement analytiques que ce soit pour le cas des remblais granulaires non cohésifs ou pour le cas d'une couche de sol traité renforcé. Des avancées et un enrichissement des codes de calcul ont été également réalisés notamment par l'intégration des grilles de renforcement.

Abstract

Constructions of transport infrastructures more and more occurs in areas where soils have rather low mechanical characteristics, leading to considerable settlements or the formation of voids. Geosynthetic reinforcements then provide a technical solution over sinkholes or within a load transfer platform over rigid inclusions. This CIFRE (French Research Education by Industrial Convention) PhD is lead as part of the French FUI (Inter-Ministry Fund) research project Geolnov. The purpose is to get better understanding of the mechanical behaviour of geosynthetic-reinforced structures in order to optimise their design.

During this thesis, different full-scale experimentations enabled to understand the kinematic and mechanical behaviour of geosynthetic reinforcements over sinkholes under a non-cohesive embankment or a treated soil layer, or geosynthetic-reinforced load transfer platforms over rigid inclusions. Thus a consequent experimental data base was built.

The experimentations were then simulated using discrete numerical models in order to specify the role of the geosynthetic reinforcement and mechanical mechanisms within the reinforced structures. For sinkholes, the numerical model could be fitted with experimental data, which enabled to point out load transfer mechanisms within the embankment, the of the load distribution on the geosynthetic reinforcement and failure mechanisms for the case of reinforced treated soil layers.

Finally, the combined experimental and numerical approaches lead to a better understanding of some aspects of load transfers within the embankment, which enabled to optimise analytical design methods for geosynthetic reinforcements within a non-cohesive embankment or a treated soil layer overlying a void. Progresses were also made and discrete calculation codes enriched by the integration of geogrids.

SOMMAIRE

CHAPITRE 1 : INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE 2 : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE ET OUTILS D'ANALYSE ANALYTIQUES ET NUMERIQUES	7
2.1 Introduction	7
2.2 Géosynthétiques et géotextiles de renforcement.....	7
2.2.1 Généralités sur les géosynthétiques	7
2.2.2 Caractérisation des géosynthétiques de renforcement.....	8
2.2.2.1 Résistance en traction d'un géosynthétique.....	8
2.2.2.2 Caractéristiques de cisaillement à l'interface sol/géosynthétique.....	9
2.2.2.3 Caractérisation du fluage d'un géosynthétique.....	10
2.2.3 Durabilité d'un géosynthétique de renforcement.....	10
2.2.3.1 Fluage des renforcements géosynthétiques dans le temps.....	11
2.2.3.2 Environnement : vieillissement des géosynthétiques de renforcement	12
2.2.3.3 Endommagement du géosynthétique lors de sa mise en œuvre.....	12
2.2.4 Renforcements géosynthétiques innovants.....	13
2.2.5 Mesure in situ des déformations des géosynthétiques.....	14
2.3 Etudes expérimentales	14
2.3.1 Expérimentations sur le thème des effondrements localisés.....	15
2.3.1.1 Expérimentations de Barr et al. (1994).....	15
2.3.1.2 Programme R.A.F.A.E.L.	15
2.3.1.3 Synthèse des expérimentations sur banc d'essai menées à la Hochschule-Anhalt (FH) de Dessau	16
2.3.1.4 Expérimentations de Schwerdt et al. (2004).....	17
2.3.1.5 Essai en vraie grandeur sur tranchée expérimentale (2004)	18
2.3.1.6 Voie ferrée à grande vitesse en Afrique du Sud (2009).....	18
2.3.2 Expérimentations sur le thème des inclusions rigides.....	19
2.3.2.1 Expérimentations en vraie grandeur	19
2.3.2.2 Expérimentations en laboratoire.....	21
2.4 Comportements spécifiques aux ouvrages en sol renforcé et méthodes de dimensionnement.....	24
2.4.1 Comportement en membrane de la nappe géosynthétique.....	24
2.4.1.1 Nappe géosynthétique sollicitée par une charge verticale uniforme.....	24
2.4.1.2 Nappe géosynthétique sollicitée par une charge normale uniforme	26
2.4.2 Mécanismes de report de charge au sein d'un remblai granulaire.....	27
2.4.2.1 Formulation de Terzaghi de l'effet voûte au droit d'une cavité ou d'une zone de sol décomprimée	27
2.4.2.2 Approche de Handy.....	29
2.4.2.4 Approche de Marston et Anderson.....	30
2.4.2.5 Comparaison des différentes méthodes de transfert de charges	31
2.4.2.6 Approche numérique de l'effet voûte	32
2.4.3 Mécanismes de report de charge au sein d'un remblai granulaire : application aux inclusions rigides 34	
2.4.3.1 Transfert de charges à partir de l'équilibre d'un volume de sol en mouvement.....	34
2.4.3.2 Méthodes tenant compte d'une zone de diffusion au droit des inclusions rigides.....	35
2.4.3.3 Méthodes considérant un transfert de charges par voûtes dans le matelas granulaire	37
2.4.3.4 Comparaison des formulations analytiques des mécanismes de transfert de charges sur inclusions rigides	40
2.4.4 Mécanismes d'interaction entre le sol et le géosynthétique : frottement et imbrication	41
2.4.5 Méthodes de dimensionnement : remblais renforcés par géosynthétiques sur effondrements localisés.....	42
2.4.5.1 Méthode de Giroud.....	43
2.4.5.2 British Standard (BS8006 :1995)	43
2.4.5.3 Recommandations issues du projet R.A.F.A.E.L.	44
2.4.5.4 Reformulation des recommandations R.A.F.A.E.L. : prise en compte du comportement en zones d'ancrage et du changement d'orientation de la nappe aux bords de la cavité.....	44
2.4.5.5 Recommandations allemandes EBGeo (Recommandations pour la conception et le dimensionnement de massifs de sols renforcés par géosynthétiques)	46

2.4.5.6	Autres méthodes	46
2.4.5.7	Comparaison des méthodes de dimensionnement sur cavités	46
2.4.5.8	Limites des méthodes de dimensionnement existantes.....	47
2.4.6	Méthodes de dimensionnement : remblais renforcés par géosynthétiques sur inclusions rigides	49
2.4.6.1	British Standard (BS8006)	49
2.4.6.2	EBGEO.....	49
2.4.6.3	Recommandations néerlandaises CUR226 et travaux de Van Eekelen et al. (2012a, 2012b) ..	50
2.4.6.4	Recommandations ASIRI (pour mémoire).....	51
2.4.6.5	Comparaison des différentes méthodes de dimensionnement sur inclusions rigides.....	51
2.4.6.6	Limites des méthodes de dimensionnement existantes.....	52
2.5	Etudes numériques.....	54
2.5.1	Rappels sur les modèles numériques continus.....	54
2.5.1.1	Généralités sur les méthodes continues	54
2.5.1.2	Modélisation du renforcement géosynthétique.....	54
2.5.1.3	Applications des modèles continus.....	54
2.5.2	Etat de l'art sur les modèles numériques discrets	55
2.5.2.1	Présentation générale de la méthode aux éléments discrets (MED)	55
2.5.2.2	Modélisation du renforcement géosynthétique.....	56
2.5.2.3	Modèles bidimensionnels discrets et continus.....	56
2.5.2.4	Modèles tridimensionnels.....	57
2.5.3	Outils numériques discrets utilisés et développés dans le cadre de la thèse.....	59
2.5.3.1	Code de calcul SDEC (Spherical Discrete Element Code).....	59
2.5.3.2	Logiciel YADE (Yet Another Discrete Engine).....	62
2.5.3.3	Procédures de calcul développées ou utilisées dans le cadre de la thèse.....	64
2.6	Conclusions de l'étude bibliographique	67
CHAPITRE 3	: EFFONDREMENTS LOCALISES.....	69
3.1	Expérimentations en vraie grandeur.....	69
3.1.1	Présentation des expérimentations	69
3.1.1.1	Démarche expérimentale	69
3.1.1.2	Description des plots expérimentaux.....	70
3.1.2	Instrumentation.....	72
3.1.3	Mise en place des plots expérimentaux.....	76
3.1.3.1	Mise en place des remblais non cohésifs : plots 1, 2, 3	76
3.1.3.2	Mise en place des remblais en sol traité : plots 4, 5, 6.....	77
3.1.4	Résultats expérimentaux obtenus pour le remblai en grave roulée lavée 20/40 mm.....	78
3.1.4.1	Topographie et tassement de surface.....	78
3.1.4.2	Déflexion de la nappe géosynthétique.....	81
3.1.4.3	Estimation du foisonnement lors de l'ouverture des cavités	83
3.1.4.4	Déformation de la nappe géosynthétique	83
3.1.4.5	Contraintes verticales sous le remblai en zone d'ancrage	84
3.1.4.6	Conclusions sur les résultats expérimentaux obtenus dans le cas des remblais granulaires	85
3.1.5	Résultats expérimentaux obtenus pour les remblais en grave traitée 0/40 mm.....	88
3.1.5.1	Topographie et tassement de surface.....	88
3.1.5.2	Déflexion et déformation de la nappe géosynthétique.....	90
3.1.5.3	Contraintes verticales sous le remblai en zone d'ancrage	91
3.1.5.4	Conclusions sur les expérimentations avec les remblais en grave traitée 0/40 mm.....	92
3.1.6	Analyse critique des résultats expérimentaux et retour d'expérience	93
3.1.6.1	Représentativité des expérimentations	93
3.1.6.2	Bilan instrumental et validité des mesures	94
3.1.7	Conclusions sur les travaux expérimentaux.....	94
3.2	Simulations numériques des expérimentations sur cavités	96
3.2.1	Description du modèle numérique.....	96
3.2.1.1	Définition du modèle type	96
3.2.1.2	Définition des dimensions du modèle type.....	98
3.2.1.3	Validation de la méthode de mise en place des particules.....	99
3.2.1.4	Définition de la géométrie de la nappe géosynthétique et de ses caractéristiques d'interface ..	99
3.2.1.5	Procédure d'ouverture de la cavité	100
3.2.2	Etude de sensibilité du modèle à la procédure de calcul et à la géométrie du modèle numérique.....	100
3.2.2.1	Influence de la position de la cavité	100

3.2.2.2	Influence de la vitesse d'abaissement de la trappe	101
3.2.2.3	Influence de la vitesse d'ouverture de la cavité par augmentation de son rayon	102
3.2.2.4	Conclusions de l'étude de sensibilité	103
3.2.3	Comparaison détaillée des procédures d'ouverture de la cavité	103
3.2.3.1	Déformation et déflexion de la nappe géosynthétique	103
3.2.3.2	Contraintes verticales sur la nappe au droit de la cavité	104
3.2.3.3	Mouvements au sein du remblai et chaînes de forces	106
3.2.3.4	Conclusions des comparaisons en termes de distribution de charges sur le géosynthétique ..	109
3.2.4	Etude de sensibilité du modèle aux paramètres de calcul	110
3.2.4.1	Influence de la raideur du géosynthétique	110
3.2.4.2	Influence de la structure unidirectionnelle ou bidirectionnelle du renforcement	111
3.2.4.3	Influence du diamètre de la cavité (cas « Trappe »)	112
3.2.4.4	Influence de l'état de compaction du matériau de remblai	113
3.2.4.5	Interface entre le sol et le renforcement géosynthétique	113
3.2.4.6	Validation de la procédure de chargement du modèle	115
3.2.4.7	Conclusions de l'étude paramétrique	116
3.2.5	Limites du modèle numérique	117
3.3	Confrontation des résultats expérimentaux et numériques	118
3.3.1	Paramètres des modèles numériques des plots expérimentaux	118
3.3.2	Analyse numérique des plots expérimentaux 1, 2, et 3 sur remblai granulaire non cohésif.	119
3.3.2.1	Comportement du remblai granulaire lors de l'ouverture de la cavité	119
3.3.2.2	Comportement du remblai granulaire lors de l'essai de circulation	126
3.3.2.3	Bilan des comparaisons des résultats expérimentaux et numériques sur les plots 1, 2 et 3 en remblai granulaire non cohésif	127
3.3.3	Cas d'une couche de sol traité renforcée par un géosynthétique (plots 4 et 6)	127
3.3.3.1	Comportement cinématique des plots	127
3.3.3.2	Comportement du renforcement géosynthétique	128
3.3.3.3	Mécanismes de report de charges dans la couche de sol traité	129
3.3.3.4	Comportement du remblai lors de l'application d'une surcharge	130
3.3.3.5	Bilan des comparaisons sur les plots 4 et 6	132
3.3.4	Analyse critique des comparaisons numériques et expérimentales	132
3.4	Proposition d'optimisation des dimensionnements analytiques des cas de renforcements géosynthétiques sur cavités étudiés	133
3.4.1	Apports de l'analyse numérique et expérimentale pour le cas des remblais granulaires non cohésifs	133
3.4.1.1	Forme de la distribution de contraintes sur la nappe géosynthétique au droit de la cavité	133
3.4.1.2	Intégration des nouvelles distributions de charge dans les méthodes de dimensionnement ...	134
3.4.2	Apports de l'analyse numérique et expérimentale pour le cas d'une couche de sol traité renforcée	137
3.5	Confrontation des résultats expérimentaux et numériques aux développements analytiques	138
3.5.1	Remblais granulaires non cohésifs en grave roulée 20/40 mm	139
3.5.1.1	Contrainte verticale moyenne sur la nappe géosynthétique au droit de la cavité	139
3.5.1.2	Comparaison des dimensionnements analytiques et des simulations numériques sur les différentes étapes d'ouverture de la cavité (plot 1)	141
3.5.1.3	Comparaison des dimensionnements analytiques et des simulations numériques pour un mode d'ouverture de type trappe	144
3.5.1.4	Conclusions sur les comparaisons effectuées à l'ouverture de la cavité	145
3.5.1.5	Cas d'une surcharge : comparaison expérimentales et analytiques lors des essais de circulation	145
3.5.1.6	Cas d'un renforcement géosynthétique non linéaire	146
3.5.1.7	Conclusions des comparaisons analytiques pour le cas du remblai granulaire « purement frottant »	147
3.5.2	Confrontation des résultats expérimentaux, numériques et analytiques : cas de la couche de grave 0/40 mm traitée à 2 % de chaux	148
3.5.2.1	Première surcharge et chute d'un bloc de sol traité	149
3.5.2.2	Application d'une surcharge de 4 t après effondrement de la cavité	150
3.5.2.3	Conclusions	151
3.6	Méthodologie de dimensionnement d'un renforcement géosynthétique sur cavités	152
3.6.1.1	Principes de dimensionnement	152

3.6.1.2	Définition des coefficients de sécurité partiels	153
3.6.1.3	Stratégie de dimensionnement à court ou long terme	154
3.7	Conclusions des travaux sur le thème des effondrements localisés	155
CHAPITRE 4 : INCLUSIONS RIGIDES.....	159	
4.1	Expérimentations en vraie grandeur	159
4.1.1	Présentation des expérimentations	159
4.1.1.1	Démarche expérimentale	159
4.1.1.2	Description des plots expérimentaux.....	161
4.1.2	Instrumentation.....	163
4.1.3	Mise en place des plots expérimentaux.....	165
4.1.3.1	Préparatifs pour l'installation de l'instrumentation	165
4.1.3.2	Pose des capteurs du niveau n1	166
4.1.3.3	Installation des géogrilles instrumentées	167
4.1.3.4	Pose des capteurs du niveau n2	167
4.1.3.5	Installation du système d'acquisition et mesures initiales	168
4.1.4	Résultats expérimentaux.....	168
4.1.4.1	Tassements à la base de la plateforme de transfert de charges	169
4.1.4.2	Déformation des géogrilles.....	169
4.1.4.3	Report de charges vers les inclusions rigides	170
4.1.4.4	Distribution de contrainte verticale sur la maille d'inclusions rigides.....	171
4.1.5	Analyse critique des résultats expérimentaux et retour d'expérience	172
4.1.5.1	Représentativité des expérimentations	172
4.1.5.2	Bilan instrumental et validité des mesures	172
4.1.6	Conclusions sur les travaux expérimentaux.....	173
4.2	Simulation numérique des expérimentations en vraie grandeur	173
4.2.1	Description du modèle numérique.....	174
4.2.1.1	Définition du modèle.....	174
4.2.1.2	Calibration des paramètres du sol support.....	176
4.2.1.3	Validation du comportement en membrane de la géogrille de renforcement	176
4.2.1.4	Résultats types des simulations numériques.....	176
4.2.1.5	Limites du modèle numérique	177
4.2.2	Analyse numérique qualitative des résultats expérimentaux	177
4.2.2.1	Transferts de charges vers les inclusions rigides	177
4.2.2.2	Déplacements et déformations au sein de l'ouvrage	178
4.2.3	Conclusions des travaux numériques sur les inclusions rigides	179
4.3	Analyse analytique des résultats expérimentaux.....	179
4.3.1	Principe des comparaisons analytiques.....	179
4.3.1.1	Méthodes de dimensionnement considérées pour les comparaisons	179
4.3.1.2	Hypothèses et paramètres des calculs analytiques.....	180
4.3.2	Confrontation des résultats expérimentaux et analytiques	181
4.3.2.1	Reports de charges.....	181
4.3.2.2	Déformations des géogrilles	181
4.3.2.3	Conclusions sur les confrontations entre résultats expérimentaux et analytiques	182
4.3.2.4	Analyse critique des comparaisons entre résultats expérimentaux et analytiques	182
4.3.3	Méthodologie de dimensionnement opérationnelle	183
4.3.3.1	Dimensionnement d'un remblai sur inclusions rigides sans géosynthétique de renforcement.....	183
4.3.3.2	Prise en compte du géosynthétique de renforcement.....	183
4.3.3.3	Application : pré-dimensionnement des expérimentations en vraie grandeur	184
4.4	Conclusions des travaux sur le thème des inclusions rigides.....	184
CHAPITRE 5 : CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES	187	
Références bibliographiques.....	190	
ANNEXES	197	
ANNEXE 1 : Mécanisme de report de charge par hémisphères concentriques sur une maille d'inclusions rigides (Eekelen et al., 2013)	199	
A2-1	Présentation générale du modèle de report de charge.....	199
A2-2	Charge sur la nappe géosynthétique au centre de la maille d'inclusions rigides	200

A2-3 Charge sur les bandes de nappe géosynthétique reliant deux inclusions rigides voisines	201
A2-4 Charge sur les inclusions rigides.....	201
<i>ANNEXE 2 : Méthodes de dimensionnement de géosynthétiques en renforcement de remblais sur effondrements localisés.....</i>	<i>203</i>
A2-1 British Standard (BS8006 : 1995).....	203
A2-2 Programme de recherche français RAFAEL.....	204
A2-3 Recommandations allemandes EB GEO	205
<i>ANNEXE 3 : Méthodes de dimensionnement de géosynthétiques en renforcement de remblais sur inclusions rigides</i>	<i>207</i>
A3-1 British Standard (BS8006 : 1995, 2010).....	207
A3-2 Recommandations allemandes EB GEO	208
A3-3 Recommandations néerlandaises CUR226 et travaux de Eekelen et al. (2012).....	210
<i>ANNEXE 4 : Rapports d’essais de caractérisation des matériaux des expérimentations sur le sujet des effondrements localisés</i>	<i>211</i>
A4-1 Caractérisation des matériaux de remblai et plateforme	211
A4-2 Caractérisation des interfaces sol/géosynthétique.....	214
<i>ANNEXE 5 : Rapports d’essais de caractérisation des géogrilles des expérimentations sur inclusions rigides.....</i>	<i>219</i>
A5-1 Caractérisation du renforcement géosynthétiques.....	219
<i>ANNEXE 6 : Simulation numérique des expérimentations sur cavités – Correspondances entre paramètres microscopiques et caractéristiques macroscopiques</i>	<i>223</i>

TABLE DES ILLUSTRATIONS

Chapitre 1 : Introduction générale

Figure 1-1 : Principe de fonctionnement d'un géosynthétique de renforcement sur cavité.....	3
Figure 1-2 : Schéma de principe de l'amélioration de sol par inclusions rigides (a) et reports de charge au sein du matelas de transfert de charges (b).....	4

Chapitre 2 : Synthèse bibliographique et outils d'analyse analytique et numérique

Figure 2-3 : Exemple de géotextile de renforcement tricoté haute résistance (a) ou de géogrille de renforcement faible résistance (b).....	8
Figure 2-4 : Machine d'essai de traction (a) et courbe type de la charge par unité de déformation (b)	9
Figure 2-5 : Essai de frottement à l'interface sol/géosynthétique - Plan incliné (a) et boîte de cisaillement 300 x 300 mm (b)	9
Figure 2-6 : Essai de fluage – Courbes isochrones (ISO/TR 20432).....	10
Figure 2-7 : Effort de traction T_{FS} limité par les déformations de fluage (norme XP G 38-064)	11
Figure 2-8 : Déviation de Meaux – Courbe de traction du géosynthétique bi-module (Blivet et al., 2006)	13
Figure 2-9 : Instrumentation d'un géosynthétique – Mesures de déformation par extensomètre (a), par capteurs de déplacement à fil (b) ou par fibre optique (c)	14
Figure 2-10 : Bridle & Jenner (1997) – Expérimentation en vraie grandeur.....	15
Figure 2-11 : Dispositif expérimental – R.A.F.A.E.L. 1 (a) et R.A.F.A.E.L. 2 (b)	16
Figure 2-12 : Expérimentation de Schwerdt et al. (2004) – Vue en coupe du dispositif expérimental.....	17
Figure 2-13 : Mise en place des ballons de désincarcération (a) et vue après excavation et extraction des ballons de la déformée du renforcement (b) (Briançon et al., 2004).....	18
Figure 2-14 : Création de la cavité par dispersion à la lance incendie des matériaux sous le remblai expérimental (a) et vue en coupe (b) (d'après Jaros et al., 2009)	19
Figure 2-15 : Dispositif expérimental (Van Eekelen et al., 2012a)	22
Figure 2-16 : Photographie (a) et schéma (b) du dispositif expérimental à l'échelle 1/10 ^e du laboratoire 3SR (Houda et al., 2012)	23
Figure 2-17 : Plateau mobile (Blanc et al., 2013)	23
Figure 2-18 : Equilibre d'un tronçon élémentaire de longueur curviligne ds sollicité par une répartition uniforme des contraintes verticales (Le Hello, 2007)	25
Figure 2-19 : Equilibre d'un tronçon élémentaire de longueur curviligne ds sollicité par une répartition uniforme des contraintes normales (Le Hello, 2007).....	26
Figure 2-20 : Equilibre d'un volume de sol au droit d'une cavité (coupe sur tranchée ou cavité circulaire).....	28
Figure 2-21 : Contrainte en base de remblai au droit d'une trappe ou cavité - Mise en évidence de la formation d'une voûte dans le remblai	29
Figure 2-22 : Approche de Handy – Etat de contrainte (a) et volume élémentaire en forme d'arche inversée (b) entre les plans de glissement au sein du remblai	29
Figure 2-23 : Géométrie de l'étude de Marston et Anderson	31
Figure 2-24 : Méthodes de transfert de charges au sein d'un remblai sur cavité - Contrainte moyenne sur le géosynthétique au droit de la cavité.....	32
Figure 2-25 : Couche granulaire de strates colorées (a) et phases expérimentales de l'essai à la trappe (b).....	32
Figure 2-26 : Simulation numérique discrète d'un essai de type « trappe » – Second invariant du tenseur des déformations $I_2 \geq 15\%$ (Chevalier et al., 2012)	33
Figure 2-27 : Transferts de charge au sein d'un remblai renforcé par inclusions rigides (Combarieu, 1988)....	34
Figure 2-28 : Géométrie du problème de Carlson (1987) (a,b) et de Rogbeck et al. (1998) (a,c).....	36
Figure 2-29 : Géométrie des transferts de charge dans un remblai renforcé par géosynthétique sur inclusions rigides selon la méthode SINTEF	36
Figure 2-30 : Mécanisme hémisphérique de reports de charge (a), équilibre en clef de voûte (b) et en pied de voûte (c) (Hewlett et Randolph, 1988)	37
Figure 2-31 : Mécanisme hémisphérique de reports de charge (Kempfert et al., 1997, 1999, Zaeske et Kempfert, 2002)	39
Figure 2-32 : Mécanisme de transfert de charges par hémisphères concentriques (Van Eekelen et al., 2013) ...	40
Figure 2-33 : Transfert de charges sur la géogrille par imbrication (a) et par résistance en butée passive (b) (Meyer et al., 2003).....	41
Figure 2-34 : Angle de diffusion d'une surcharge de type essieu sur une couche granulaire renforcée ou non par géogrille (d'après Oxford University, 1980).....	42
Figure 2-35 : Extension de la zone de frottement autour de la cavité de diamètre 1,6 m – Cas d'une géogrille et d'un géotextile (Meyer et al., 2003)	42
Figure 2-36 : Modèle d'après Giroud et al. (1990)	43

Figure 2-37 : Principe de fonctionnement d'un géosynthétique de renforcement sur cavités et paramètres de dimensionnement du renforcement (BS8006, 1995).....	43
Figure 2-38 : Géométrie du problème (Briançon et Villard, 2008).....	44
Figure 2-39 : EBGeo - Distribution de charge sur le géosynthétique et paramètres géométriques.....	50
Figure 2-40 : Reports de charge sur le géosynthétique entre deux inclusions voisines (Eekelen van et al., 2012b).....	51
Figure 2-41 : Généralités sur la MED : cycle de calcul (a) et contacts entre deux particules sphériques (b).....	55
Figure 2-42 : Modélisation de l'interface sol/géosynthétique par la méthode des éléments discrets : avec des éléments discrets (a) ou des éléments « poutre » (b) (Chareyre et Villard, 2005).....	56
Figure 2-43 : Modélisation d'une géogrille par la méthode des éléments discrets : renforcement triaxial (a), biaxial (b), vue en coupe des câbles (c), contacts liés sur les renforcements triaxiaux (d) et biaxiaux (e) (Chen et al., 2012).....	57
Figure 2-44 : Principe de l'interaction entre éléments finis et éléments discrets (Villard et al., 2009).....	58
Figure 2-45 : Géométrie de la géogrille (a) et vue partielle du modèle à l'état initial, avant extraction du renforcement (b) (Tran et al., 2013).....	58
Figure 2-46 : Définition de la nappe géosynthétique (a) et taille relative des éléments du modèle (b).....	60
Figure 2-47 : Comportement modélisé numériquement à l'interface entre un géotextile et un matériau granulaire.....	61
Figure 2-48 : Modélisation du renforcement par géogrille – Vue d'ensemble du modèle (a) et schéma de construction d'une maille de géogrille (b).....	63
Figure 2-49 : Exemple de caractérisation – Critère d'un matériau granulaire purement frottant (a) et d'un matériau cohésif (b).....	64
Figure 2-50 : Exemple de caractérisation – Déviateur de contraintes (a) et variation de volume (b) d'un matériau granulaire numérique.....	65
Figure 2-51 : Calcul de contraintes au sein du matériau granulaire – Vecteur branche et effort de contact associé pour des contacts entre deux sphères au sein du volume de calcul (a), deux sphères dont une seule au sein du volume de calcul (b), ou un contact entre une sphère du volume de calcul et un mur du modèle (c).....	66
Figure 2-52 : Principe de calcul de la porosité locale au sein d'un matériau granulaire.....	66

Chapitre 3 : Effondrements localisés

Figure 3-53 : Vue en coupe du dispositif expérimental.....	70
Figure 3-54 : Schéma d'ouverture progressive des cavités.....	70
Figure 3-55 : Dispositif d'application de la surcharge pour les plots en sol traité.....	70
Figure 3-56 : Plots expérimentaux mis en œuvre sur les phases 1 (a) et 2 (b).....	71
Figure 3-57 : Ancrage en crosse sur le plot 2.....	71
Figure 3-58 : Texture des géosynthétiques utilisés.....	71
Figure 3-59 : Courbes de traction des renforcements GtxA (a) et GtxC (b) (Texinov, d'après la norme NF EN ISO 10319).....	72
Figure 3-60 : Principe de fonctionnement du radar géologique (a) et photographie de l'appareil utilisé (b).....	73
Figure 3-61 : Principe de mesure de déflexion au distance-mètre laser (a) et photographie du capteur (b).....	74
Figure 3-62 : Position des réflecteurs métalliques sur les plots 1 à 3 : vue en plan (a) et en coupe (b).....	74
Figure 3-63 : Détail des laizes Géodéetect® équipés de fibres optiques à réseaux de Bragg.....	74
Figure 3-64 : Instrumentation des plots 1 à 3 (a) et des plots 4 à 6 (b).....	75
Figure 3-65 : Vue en plan (a) et réalisation (b) de l'excavation de départ.....	76
Figure 3-66 : Mise en place des dispositifs « trappe » métalliques (a) et des buses PEHD (b).....	76
Figure 3-67 : Mise en place des chambres à air (a) et comblement par des billes d'argile (dispositif) ou du tout-venant (autour du dispositif, ici en cours) (b).....	77
Figure 3-68 : Mise en place des fibres optiques (a, b) et des capteurs de pression totale (b, c).....	77
Figure 3-69 : Renforcements et bandelettes aluminium (a) et mise en place de la grave 0/40 mm traitée à la chaux.....	78
Figure 3-70 : Comparaison des tassements de surface immédiats sur les plots 1 et 2 (a), 1 et 3 (b).....	79
Figure 3-71 : Position des réflecteurs et du géosynthétique pendant l'ouverture de la cavité du plot 1.....	79
Figure 3-72 : Position des réflecteurs et du géosynthétique pendant l'ouverture de la cavité du plot 3.....	80
Figure 3-73 : Comparaison des tassements de surface immédiats et 20 jours après ouverture de la cavité.....	80
Figure 3-74 : Déflexion de la nappe géosynthétique sur les plots 2 (a) et 3 (b) pour différents diamètres d'ouverture de la cavité, d'après l'analyse au radar géologique.....	81
Figure 3-75 : Déflexion de la nappe géosynthétique sur les plots 1 et 3 pour une cavité de 2,2 m de diamètre obtenue avec deux systèmes de mesure.....	82
Figure 3-76 : Accroissement de déflexion de la nappe géosynthétique dû aux circulations : enregistrement continu sur les plots 1 et 3 (a) et profil après circulation sur le plot 1 (b).....	82
Figure 3-77 : Déformation de la nappe lors de l'ouverture de la cavité, mesurée par fibre optique sur les plots 1 (a) et 3 (b).....	84

Figure 3-78 : Reports de charge : contraintes verticales sous les remblais en grave roulée 0/20 mm des plots 1 et 3 (a) et normalisation par la contrainte verticale due au poids propre du remblai (b) sur les différentes étapes expérimentales	85
Figure 3-79 : Etude analytique des résultats expérimentaux de déplacement vertical du géosynthétique sur les plots 1 et 3	86
Figure 3-80 : Etude analytique des résultats expérimentaux de déformation du géosynthétique sur les plots 1 et 3	86
Figure 3-81 : Comportement de la couche de sol traité avant effondrement.....	88
Figure 3-82 : Essai de chargement sur les plots en sol traité – Dispositif d'application et de mesure de l'effort appliqué (a) et réalisation de l'essai (b)	89
Figure 3-83 : Essai de chargement sur les plots en sol traité – Vues à différentes échelles de la configuration de la couche de sol traité rompue en bord de cavité (plot 5).....	89
Figure 3-84 : Géométrie de la rupture de la couche de sol traité après application d'une surcharge sur les plots 4 et 6 : effondrement type (a) et coupe schématique sur le plot 4 (b)	89
Figure 3-85 : Accroissements de déplacement de la nappe géosynthétique mesurés au distance-mètre laser sur les plots 4 et 6 (a) et déformations par fibre optique sur le plot 6 (b)	90
Figure 3-86 : Accroissements du déplacement vertical de la nappe géosynthétique au centre de la cavité.....	91
Figure 3-87 : Contrainte verticale sous la couche de sol traité (plots 4, 5 et 6)	92
Figure 3-88 : Aperçu du modèle numérique – Déflexion de la nappe au droit de la cavité ouverte (a) et forme des clusters utilisés (b)	96
Figure 3-89 : Courbes granulométriques des matériaux de remblai numériques	97
Figure 3-90 : Influence de la longueur d'ancrage sur la flèche (a), le déplacement horizontal (b) et les tensions (c) de la nappe géosynthétique au droit de la cavité.....	98
Figure 3-91 : Etat initial du remblai numérique – Contraintes verticales (a) et horizontales (b) au sein du matériau de remblai numérique en fonction de la profondeur.....	99
Figure 3-92 : Influence de la position de la cavité – Positionnements testés (Vue en plan).....	101
Figure 3-93 : Modèle « fontis » - Reports de charge vers le bord de la cavité en fonction de la vitesse d'ouverture du fontis.....	102
Figure 3-94 : Comparaison des modèles « Fontis » et « Trappe » - Déformation (a) et déflexion (b) du géosynthétique pour une cavité de 2,2 m de diamètre.....	104
Figure 3-95 : Modèle « Trappe » - Distribution de contrainte verticale sur la nappe géosynthétique	105
Figure 3-96 : Modèle « Fontis » - Distribution de contrainte verticale sur la nappe géosynthétique avant formation de la cavité (a), et pour une cavité de diamètre 0,75 m (b), 1,25 m (c) et 2,2 m (d).....	106
Figure 3-97 : Modèle « Trappe » - Evolution de l'état de densité et des chaînes de forces lors de l'abaissement de la trappe	107
Figure 3-98 : Modèle « Fontis » - Evolution de l'état de densité et des chaînes de forces lors de la formation de la cavité.....	108
Figure 3-99 : Influence de la raideur du renforcement géosynthétique - Tensions (a) et déplacement horizontal de la nappe (b)	110
Figure 3-100 : Influence de la structure unidirectionnelle ou bidirectionnelle du renforcement géosynthétique - Tensions (a) et déformations de la nappe (b).....	111
Figure 3-101 : Influence de la valeur du rayon de la trappe - Tensions (a) et déplacement horizontal de la nappe (b).....	112
Figure 3-102 : Comparaison des reports de charge pour différents diamètres de trappe et fontis	113
Figure 3-103 : Influence de la raideur tangentielle du contact sol/géosynthétique - Tensions (a) et déplacement horizontal de la nappe (b).....	115
Figure 3-104 : Chargement cyclique – Définition de l'aire de chargement au toit du remblai déformé.....	115
Figure 3-105 : Chargement cyclique (7t, surface de chargement 0,5 x 0,5 m) – Evolution de l'efficacité E (a) et de la flèche du géosynthétique (b) lors des cycles de chargement	116
Figure 3-106 : Comparaison des résultats expérimentaux et numériques des tassements de surface sur les plots 1 et 3 obtenus après ouverture de la cavité à 2,2 m de diamètre	119
Figure 3-107 : Comparaison des résultats expérimentaux et numériques des déplacements verticaux des renforcements géosynthétiques sur les plots 1 (a) et 3 (b)	120
Figure 3-108 : Comparaison des résultats numériques et expérimentaux – Déformations du renforcement géosynthétique sur le plot 1 pour une cavité de 2,2 m de diamètre	120
Figure 3-109 : Comparaison des résultats numériques et expérimentaux – Déformations du renforcement géosynthétique sur le plot 1 pour une cavité de 1,25 m de diamètre	121
Figure 3-110 : Comparaison des résultats numériques et expérimentaux – Déformations du renforcement géosynthétique sur les plots 1 et 3 pour une cavité de 0,75 m de diamètre.....	122
Figure 3-111 : Comportement en traction du géosynthétique GtxA (plot 1)	122
Figure 3-112 : Déformation (a) et comportement en traction (b) du renforcement non linéaire GtxB lors de l'ouverture de la cavité sur le plot 3	123
Figure 3-113 : Déplacement horizontal du renforcement géosynthétique sur les plots 1 (a) et 3 (b) – Résultats des simulations numériques	123

Figure 3-114 : Report de charge moyen vers les bords de la cavité – Résultats des simulations numériques ..	124
Figure 3-115 : Contrainte verticale sur la nappe géosynthétique du plot 1 – Comparaison entre résultats expérimentaux et numériques.....	125
Figure 3-116 : Contrainte verticale sur la nappe géosynthétique pour deux raideurs de renforcement différentes – Résultats des simulations numériques.....	125
Figure 3-117 : Incréments de flèche numérique et expérimental de la nappe géosynthétique (a) et efficacité des transferts de charge numériques (b) au cours des essais de circulation.....	127
Figure 3-118 : Déplacements en surface sur les plots 4 et 6 à l'ouverture des cavités.....	128
Figure 3-119 : Déplacement vertical du géosynthétique à l'ouverture des cavités sur les plots 4 (a) et 6 (b)...	128
Figure 3-120 : Déformation du géosynthétique à l'ouverture des cavités sur les plots 4 (a) et 6 (b).....	129
Figure 3-121 : Déplacement horizontal du géosynthétique à l'ouverture des cavités sur les plots 4 et 6.....	129
Figure 3-122 : Contrainte verticale sous (a) et sur (b) le renforcement géosynthétique à l'ouverture des cavités sur le plot 4	130
Figure 3-123 : Représentation schématique du comportement de la couche de sol traité au droit de la cavité (« dalle en flexion »)	130
Figure 3-124 : Incrément de tassement en surface (a) et de déplacement vertical du géosynthétique (b) au centre de la cavité lors de l'application d'une surcharge sub-verticale sur les plots 4 et 6.....	131
Figure 3-125 : Vue en coupe du modèle numérique pour une surcharge de 4 t (a) et incrément de contrainte verticale dû à l'application de la surcharge (b) sur le plot 4	131
Figure 3-126 : Vue en coupe au droit de la cavité des distributions de contrainte triangulaire (a) et triangulaire inversée (b) sur la nappe géosynthétique.....	133
Figure 3-127 : Vue en trois dimensions des distributions de contrainte uniforme (a), triangulaire (b) et triangulaire inversée (c) sur la nappe géosynthétique au droit d'une cavité circulaire	134
Figure 3-128 : Vue en coupe au droit de la cavité des distributions de contrainte étudiées pour le cas d'une cavité circulaire (a) ou d'une tranchée (b).....	134
Figure 3-129 : Influence de la forme de la distribution de contrainte verticale sur le géosynthétique sur la déflexion (a) et les tensions (b) du renforcement – Cas d'une tranchée	136
Figure 3-130 : Influence de la forme de la distribution de contrainte verticale sur le géosynthétique sur la déflexion (a) et les tensions (b) du renforcement – Plot 1.....	136
Figure 3-131 : Equilibre des efforts exercés sur la nappe géosynthétique au droit de la cavité (cas d'un bloc de sol traité cylindrique).....	137
Figure 3-132 : Distribution triangulaire inversée induite par le mécanisme de reports de charges par hémisphères concentriques (Van Eekelen et al., 2013).....	139
Figure 3-133 : Comparaisons analytiques et numériques de la contrainte verticale moyenne sur la nappe au droit d'une cavité circulaire (cas des plots expérimentaux 1 et 3)	140
Figure 3-134 : Comparaison des méthodes de dimensionnements analytiques et des simulations numériques – Flèche (a) et déformations (b) du géosynthétique pour une cavité de 0,75 m de diamètre (plot 1).....	142
Figure 3-135 : Comparaison des méthodes de dimensionnements analytiques et des simulations numériques – Flèche (a) et déformations (b) du géosynthétique pour une cavité de 1,25 m de diamètre (plot 1).....	143
Figure 3-136 : Comparaison des dimensionnements analytiques et simulations numériques « Fontis » – Flèche (a) et déformations (b) du géosynthétique pour une cavité de 2,2 m de diamètre (plot 1).....	144
Figure 3-137 : Comparaison des dimensionnements analytiques et simulations numériques de type Trappe – Flèche (a) et déformations (b) du géosynthétique pour une cavité de 2,2 m de diamètre (plot 1).....	144
Figure 3-138 : Comparaison des résultats expérimentaux, numériques et analytiques de déflexion de la nappe lors des essais de circulation sur le plot 1	146
Figure 3-139 : Comparaison des résultats expérimentaux, numériques et analytiques de déflexion (a) et de déformation (b) de la nappe pour une cavité de 2,2 m de diamètre sur le plot 3.....	147
Figure 3-140 : Comparaison des résultats analytiques de déflexion de la nappe lors des essais de circulation sur le plot 3	147
Figure 3-141 : Formes de bloc de sol traité prises en compte dans les calculs analytiques – Cylindre (a), tronc de cône (b) et association d'un cylindre et d'un tronc de cône (c)	149
Figure 3-142 : Géométrie utilisée lors de l'effondrement d'un bloc de sol traité.....	149
Figure 3-143 : Plot 4 - Déplacement vertical (a) et déformation (b) du géosynthétique lors de la rupture du sol traité (surcharge de 1,7 t)	150
Figure 3-144 : Plot 4 - Déplacement vertical du géosynthétique lors de l'application de la surcharge de 4 t. 151	151
Figure 3-145 : Calcul en déformation – Choix d'un renforcement à partir de la courbe d'équilibre de la cavité et de son critère de déformation.....	152

Chapitre 4 : Inclusions rigides

Figure 3-146 : Optimisation du renforcement géosynthétique sur deux cas de calcul différents	153
Figure 4-147 : Vue en plan des zones et mailles instrumentées.....	160
Figure 4-148 : Profil en travers du remblai au droit des zones instrumentées.....	160

Figure 4-149 : Vue en coupe de la PTC instrumentée	160
Figure 4-150 : Vue en plan des zones instrumentées	161
Figure 4-151 : Caractérisation de la géogrille - Essais de traction	163
Figure 4-152 : Vue en plan des fibres optiques et des réseaux de Bragg	164
Figure 4-153 : Ouverture du casier en zone 2 (a) et réalisation des plots béton pour l'ancrage du système d'acquisition (b)	165
Figure 4-154 : Pose d'un capteur de pression totale (a) et des capteurs de tassement (b) en zone 1	166
Figure 4-155 : Vue d'ensemble de l'instrumentation au niveau n1 de la zone 1 avant sablage (a) et tranchée sablée pour la liaison électrique et hydraulique des capteurs à la centrale d'acquisition (b)	166
Figure 4-156 : Pose de la géogrille inférieure (a) et vue de détail des réseaux de Bragg au droit d'une inclusion rigide (b)	167
Figure 4-157 : Pose des capteurs de pression totale en niveau 2 sur la zone 1 (a) et sur la zone 2 (b)	167
Figure 4-158 : Amenée des câbles (a) vers le système d'acquisition (b)	168
Figure 4-159 : Tassements différentiels en base de la PTC par rapport à l'inclusion rigide sur les mailles M2 (a) et M4 (b) avec géogrille	169
Figure 4-160 : Mesures de déformations brutes des géogrilles supérieures par fibre optique ($H = 2$ m)	170
Figure 4-161 : Reports de charge vers les inclusions rigides au cours de la montée du remblai	171
Figure 4-162 : Contraintes verticales sur la maille d'inclusions en fonction de la hauteur de remblai	172
Figure 4-163 : Distribution de contrainte verticale moyenne sur la maille d'inclusions rigides ($H = 2,4$ m) ...	172
Figure 4-164 : Vue d'ensemble du modèle numérique après mise en place des particules sous poids propre ..	174
Figure 4-165 : Courbe granulométrique des assemblages de clusters de la plateforme de transfert de charges et du sol support	175
Figure 4-166 : Déformée de la géogrille sous son poids propre	176
Figure 4-167 : Chaînes de forces (a) et déplacements (b) au sein de la plateforme de transfert de charges sous l'effet de l'application d'une surcharge de 150 kN	177
Figure 4-168 : Résultats expérimentaux et numériques - Efficacités des transferts de charges vers les inclusions rigides	178
Figure 4-169 : Contrainte sur le sol support et tassement correspondant sur le site expérimental	184

TABLE DES TABLEAUX

Chapitre 2 : Synthèse bibliographique et outils d'analyse analytiques et numériques

Tableau 2-1 : Rôles et applications des géosynthétiques.....	7
Tableau 2-2 : Valeur par défaut du coefficient de réduction au fluage Γ_{flu} (norme XP G 38-064)	12
Tableau 2-3 : Valeurs par défaut du coefficient de réduction lié au vieillissement Γ_{vieil} (norme XP G 38-064)..	12
Tableau 2-4 : Valeurs par défaut du coefficient de réduction à la mise en œuvre Γ_{instal} (norme XP G 38-064) ..	13
Tableau 2-5 : Résultats de l'expérimentation (Schwerdt et al., 2004)	17
Tableau 2-6 : Paramètres de calcul (remblai sur cavités).....	31
Tableau 2-7 : Paramètres de calcul (remblai sur inclusions rigides).....	41
Tableau 2-8 : Comparaison des méthodes de transfert de charges au sein d'un remblai sur inclusions rigides .	41
Tableau 2-9 : Paramètres de calcul relatifs au renforcement en base de remblai sur cavité	47
Tableau 2-10 : Dimensionnement d'un géosynthétique de renforcement en base de remblai sur cavité – Synthèse des résultats de l'application numérique ($H = 1$ m)	47
Tableau 2-11 : Dimensionnement d'un géosynthétique de renforcement en base de remblai sur inclusions rigides – Données de l'application numérique	52
Tableau 2-12 : Dimensionnement d'un géosynthétique de renforcement en base de remblai sur inclusions rigides – Synthèse des résultats de l'application numérique	52

Chapitre 3 : Effondrements localisés

Tableau 3-13 : Caractéristiques des plots expérimentaux mis en œuvre.....	72
Tableau 3-14 : Estimation du facteur de foisonnement pour un diamètre de cavité de 2,2 m (plots 1 à 3).....	83
Tableau 3-15 : Plots en remblai non cohésif – Charge analytique sur le géosynthétique au droit de la cavité pour une flèche équivalente aux expérimentations (plots 1 à 3).....	87
Tableau 3-16 : Etapes des essais de chargement pour les plots en grave traitée	88
Tableau 3-17 : Plots en sol traité – Charge analytique sur le géosynthétique au droit de la cavité pour une flèche équivalente à celle mesurée lors des expérimentations (plots 4 et 6)	93
Tableau 3-18 : Définition des matériaux de remblai numériques types.....	96
Tableau 3-19 : Définition mécanique des matériaux de remblai numériques types	97
Tableau 3-20 : Définition géométrique du modèle numérique - Etude paramétrique analytique.....	98
Tableau 3-21 : Procédure « trappe » - Influence de la position de la cavité.....	101
Tableau 3-22 : Procédure « trappe » - Influence de la vitesse d'abaissement de la trappe	101
Tableau 3-23 : Procédure « fontis » - Influence de la vitesse d'augmentation du rayon.....	102
Tableau 3-24 : Influence de la raideur du renforcement géosynthétique	111
Tableau 3-25 : Influence de la structure unidirectionnelle ou bidirectionnelle du renforcement géosynthétique	111
Tableau 3-26 : Influence de la valeur du rayon de la trappe.....	112
Tableau 3-27 : Caractéristiques mécaniques macroscopiques de remblais de compaction différentes	113
Tableau 3-28 : Influence de l'état de compaction (porosité numérique) du remblai.....	113
Tableau 3-29 : Influence de la raideur tangentielle du contact entre le sol et le géosynthétique.....	114
Tableau 3-30 : Influence de la raideur tangentielle du contact entre le sol et le géosynthétique sur les reports de charge	114
Tableau 3-31 : Paramètres de modélisation des plots expérimentaux.....	118
Tableau 3-32 : Expressions des tensions, tension maximale et flèche maximale du renforcement géosynthétique au droit de la cavité pour les différentes distributions de charge sur la nappe géosynthétique au droit de la cavité.....	135
Tableau 3-33 : Equations de base des modèles analytiques proposés sur la nappe géosynthétique pontant une cavité de faible diamètre (0,75 ou 1,25 m).....	141
Tableau 3-34 : Hypothèses de calcul des dimensionnements analytiques	142
Tableau 3-35 : Hypothèses de calcul des dimensionnements analytiques pour le cas du sol traité	148
Tableau 3-36 : Equilibre analytique des efforts sur le renforcement au droit de la cavité sur le plot 4 lors de la chute du bloc de sol traité.....	150
Tableau 3-37 : Equilibre analytique des efforts sur le renforcement au droit de la cavité sur le plot 4 lors de la poursuite de la surcharge à 4 t	151

Chapitre 4 : Inclusions rigides

Tableau 4-38 : Caractéristiques du béton des inclusions rigides	161
Tableau 4-39 : Coupe géotechnique au droit des zones instrumentées (Source : spécifications techniques / hypothèses des notes de calcul).....	162

<i>Tableau 4-40 : Contraintes au droit des inclusions rigides et reports de charge sur l'inclusion ($H = 2,4$ m)...</i>	<i>170</i>
<i>Tableau 4-41 : Caractéristiques des matériaux granulaires numériques</i>	<i>175</i>
<i>Tableau 4-42 : Essai œdométrique sur le matériau granulaire numérique (contrainte de 100 kPa).....</i>	<i>176</i>
<i>Tableau 4-43 : Tassements différentiels numériques et expérimentaux du sol support au centre de la maille d'inclusions rigides (avec géogridde).....</i>	<i>178</i>
<i>Tableau 4-44 : Déformations maximales numériques et expérimentales des géogriddes</i>	<i>178</i>
<i>Tableau 4-45 : Paramètres des calculs analytiques</i>	<i>180</i>
<i>Tableau 4-46 : Reports de charges sur les zones renforcée par géogriddes – Confrontation des résultats expérimentaux et analytiques.....</i>	<i>181</i>
<i>Tableau 4-47 : Déformation maximale des géogriddes – Confrontation des résultats expérimentaux et analytiques</i>	<i>182</i>

LISTE DES PRINCIPAUX SYMBOLES

a	(m)	Largeur de la tête d'inclusion rigide de section carrée
c	(Pa)	Cohésion
Ce	(%)	Coefficient de foisonnement
Cu	(Pa)	Cohésion non drainée
d	(m)	Diamètre équivalent de la tête d'inclusion rigide
D	(m)	Diamètre de la cavité
E	(%)	Efficacité des transferts de charges dans le remblai
E _M	(Pa)	Module pressiométrique
E _{oedo}	(Pa)	Module œdométrique
E _Y	(Pa)	Module d'Young
F	(N)	Effort
f, F _{max}	(m)	Flèche du géosynthétique
H	(m)	Hauteur de remblai
J	(N/m)	Rigidité du renforcement géosynthétique sur une direction donnée
K ₀	(-)	Coefficient de pression des terres au repos
K _A	(-)	Coefficient de pression des terres à l'état actif
K _H	(-)	Coefficient de pression des terres de Handy
K _P	(-)	Coefficient de pression des terres à l'état passif
K _V	(-)	Coefficient de pression des terres de Vardoulakis
K _{tsn}	(N/m ³)	Rigidité tangentielle du contact sol/géosynthétique
L	(m)	Largeur de cavité
p	(N/m ²)	Surcharge en tête de remblai
P	(N)	Poids du sol
q ₀	(N/m ²)	Contrainte uniforme sur la nappe géosynthétique
q	(N/m ²)	Cavités : Distribution de contrainte sur la nappe géosynthétique Inclusions : Contrainte moyenne sur le sol ou géosynthétique après transfert de charges
qc	(Pa)	Résistance de pointe
Q	(N)	Cavités : valeur de contrainte maximale sur la nappe géosynthétique
R	(m)	Rayon de la cavité
RD	(%)	Densité relative (éléments discrets)
s	(m)	Cavités : tassement de surface Inclusions rigides : entraxe entre inclusions voisines
T, T _{max}	(N)	Tension du renforcement géosynthétique
T _H	(N)	Composante horizontale de la tension du géosynthétique
T _V	(N)	Composante verticale de la tension du géosynthétique
U ₀	(m)	Déplacement minimum à l'interface sol/géosynthétique pour mobiliser un frottement maximum
U _A	(m)	Déplacement du géosynthétique en bord de cavité
z	(m)	Déformée du géosynthétique
α	(°)	Inclinaison du géosynthétique en bord de cavité
ε	(%)	Déformation du géosynthétique
γ	(N/m ³)	Poids volumique
Φ, φ	(°)	Angle de frottement
ν	(-)	Coefficient de Poisson
σ _n	(Pa)	Contrainte normale sur la nappe géosynthétique

CHAPITRE 1 : INTRODUCTION GENERALE

L'évolution des aménagements du territoire, notamment en matière d'infrastructures de transport, montre une tendance à l'utilisation de zones nouvelles jusque-là délaissées en raison des risques qu'elles présentent pour la sécurité des usagers. Ces risques peuvent être divers et variés. On peut ainsi citer les éboulements et glissements de terrains, les remontées de fontis et effondrements, les risques liés à des phénomènes de gonflement et de retrait, de liquéfaction, de tassements, mais aussi les risques de pollution, d'inondation, les infiltrations ou les avalanches.

Ce travail de thèse porte plus particulièrement sur la stabilité en service des remblais géotechniques potentiellement sujets à des effondrements localisés, ou soumis à des tassements différentiels éventuels du sol sous-jacent (sol compressible ou de qualité médiocre). Parmi les solutions techniques de confortement, l'emploi de géosynthétiques de renforcement est une solution largement utilisée de par sa mise en œuvre rapide, relativement aisée, et économique. Face aux besoins exprimés par la profession, un projet FUI (Fonds Unique Interministériel) a été initié pour optimiser et adapter les propriétés des renforcements géosynthétiques et leur dimensionnement en renforcement de base de remblais routiers et ferroviaires sujets à cavités potentielles, ou construits sur un réseau d'inclusions rigides. Dans ce cadre, une thèse CIFRE (Convention Industrielle de Formation par la Recherche) a été engagée en partenariat avec Egis Géotechnique, Texinov et le Laboratoire 3SR (Sols, Solides, Structures – Risques). Les enjeux de ces travaux de thèse sont conjointement scientifiques, économiques et industriels.

■ *Contexte du projet de recherche GéoInov*

GéoInov est un projet FUI s'intéressant à la conception de géosynthétiques hautes performances sous contraintes environnementales. Ce projet coordonné par le producteur de géosynthétiques Texinov regroupe des partenaires issus de l'industrie et de la recherche tels que l'entreprise Afitex, le bureau d'Etudes Egis Géotechnique, l'IFTH (Institut Français du Textile et de l'Habillement), le laboratoire 3SR (Sols, Solides, Structures – Risques), le CNAM (Conservatoire National des Arts et Métiers), ainsi que l'IRSTEA (Institut national de recherche en sciences et technologies pour l'environnement et l'agriculture) en tant que sous-traitant. Le projet est co-labellisé par les pôles de compétitivité Techtera et Fibres dans le cadre du 10^e appel à projets de la DGIS (Direction Générale de la Compétitivité, de l'Industrie et des Services). Les tâches abordées dans le cadre de ce projet sont multiples, comme par exemple : la mise au point de fils et câbles de renforcement innovants, la conception et la fabrication de géosynthétiques adaptés aux milieux basiques (sols traités, etc) ou présentant un comportement non linéaire, la définition de méthodes de caractérisation des matériaux développés, l'optimisation des produits géosynthétiques et des méthodes de dimensionnement pour les problématiques de renforcement/drainage sur terrils miniers, de renforcement sur cavités ou en base de matelas de transfert de charges sur inclusions rigides.

■ *Contexte et objectifs du travail de thèse*

Les objectifs généraux des travaux de thèse portent sur le développement de nouveaux produits de renforcement géosynthétiques aux caractéristiques mécaniques optimisées et sur la mise au point de méthodes de dimensionnement adaptées aux remblais renforcés sur cavités ou inclusions rigides directement transférables à l'ingénierie géotechnique, ce qui constitue ainsi un savoir-faire concurrentiel en termes de calcul et de conception. Les travaux ont une visée pratique qui s'inscrit dans un contexte de projets de réalisations techniques exigeantes, telles que la nouvelle ligne à grande vitesse Sud Est Atlantique. Les travaux engagés pour chacune de ces applications comprennent : la réalisation d'un travail bibliographique, la conception et la réalisation d'une expérimentation en vraie grandeur, ainsi que des développements numériques et analytiques. Le choix de réaliser des expérimentations en vraie grandeur permet d'inscrire les travaux de thèse dans un contexte opérationnel : les expérimentations sont réalisées en conditions de chantier et peuvent être directement confrontées aux méthodes de dimensionnement utilisées par la profession. De plus, les systèmes de mesure sont testés en conditions de chantier et les données collectées feront l'objet de comparaisons numériques.

Des études numériques à l'aide de deux codes de calcul aux éléments discrets ont également été menées en complément des analyses analytiques. Le choix d'utiliser la méthode aux éléments discrets a pour partie été effectué pour sa capacité : à reproduire le comportement et à rendre compte de la nature discrète du sol granulaire (contractance, dilatance, foisonnement, influence de son état de compaction sur son comportement mécanique), à intégrer les grands déplacements induits lors de l'ouverture de la cavité ou suite aux tassements importants du sol compressible (réarrangements

importants entre grains), ou à considérer des modes de sollicitations complexes comme par exemple des cycles de chargement résultant du trafic.

Mon apport personnel à ces travaux réside pour une grande part dans la réalisation des simulations numériques (définition, validation, études paramétriques, exploitation des résultats, comparaisons) et à la participation active à la conception et à la réalisation des deux expérimentations en vraie grandeur (définition de l'instrumentation, système d'ouverture de cavité sous remblai). L'exploitation et l'analyse des données expérimentales représentent également une grande partie de mon travail, pour lequel j'ai pu m'appuyer sur l'expertise d'Egis Géotechnique et le savoir-faire de Texinov notamment en matière de fibres optiques. En parallèle, j'ai mis en pratique et confronté les méthodes analytiques existantes sur des cas de dimensionnement correspondant aux expérimentations et simulations numériques réalisées, pour permettre leur optimisation et amélioration. Enfin, d'un point de vue personnel, le caractère industriel de cette thèse m'a permis d'appliquer les méthodes de dimensionnement au cas de projets concrets, et de m'intéresser aux enjeux économiques liés à la définition et à la commercialisation de renforcements géosynthétiques.

■ *Effondrements localisés*

L'apparition d'une déflexion marquée à la surface d'un remblai est souvent liée à la présence d'une cavité sous-jacente, cette cavité pouvant n'avoir pas pu être détectée lors des reconnaissances géotechniques, ou s'être formée depuis.

La cavité peut être d'origine anthropique, comme dans un contexte minier par exemple, ou naturelle. Dans ce dernier cas, elle correspond généralement à l'évolution d'un karst (dissolution du substratum rocheux généralement calcaire, ou de marnes de gypse) lors de circulations d'eau. Il est également possible que la cavité soit localisée en profondeur et que son influence s'étende dans les sols meubles supérieurs, au sein desquels la cavité apparaîtrait alors.

Différentes solutions existent afin de limiter le risque induit par la présence d'une cavité. On citera ainsi pour exemples :

- la purge (totale) et le comblement de la cavité ;
- les injections de coulis ;
- les solutions de radier béton ;
- les ouvrages d'art (estacades, etc) ;
- les remblais dilatants ;
- l'utilisation de géosynthétiques de renforcement.

En cas de risque avéré d'ouverture de cavités non détectées sous des infrastructures de transport de type remblais routiers ou ferroviaires, une solution technique couramment utilisée est le recours à des géosynthétiques de renforcement. Concrètement, la solution géosynthétique consiste à mettre en place sous la structure de chaussée ou le remblai ferroviaire une nappe de renforcement de forte raideur. L'intérêt de la solution géosynthétique réside dans son avantage technico-économique par rapport à une solution de comblement ou à une solution « tout béton ». De plus, les techniques de reconnaissances des cavités ne permettent pas toujours de les détecter de manière exhaustive ou de prévoir leur formation. Le principe de mise en place « continu » en lés des géosynthétiques constitue ainsi une solution systématique dont la mise en œuvre reste relativement aisée.

Différentes méthodes de dimensionnement peuvent être employées. On cite ainsi pour le dimensionnement mécanique à court terme : la norme anglaise BS8006 (1995), les recommandations issues du programme français RAFAEL (Villard et al., 2002) ou du guide allemand EBGeo (2010). A plus long terme, les caractéristiques d'endommagement, de fluage et de durabilité sont prises en compte selon les principes du guide ISO 20432 ou de la norme XPG38 064.

Le renforcement géosynthétique doit permettre de limiter les déformations de surface lors de l'éventuelle apparition d'une cavité et de maintenir les conditions de service de l'infrastructure jusqu'à l'intervention pour réparation. Le géosynthétique prend dans ce cas un rôle de « parachute » empêchant par exemple l'effondrement de la structure de chaussée dans la cavité apparue (Figure 1-1). Le thème des effondrements localisés sous remblai renforcé par géotextile demande l'étude des phénomènes de transfert de charge au sein du remblai et de mise en tension de la nappe géotextile au droit de la cavité. Ces mécanismes complexes, intervenant en parallèle, combinent du frottement, du cisaillement et du roulement entre granulats du remblai, du frottement à l'interface entre le géosynthétique et le matériau de remblai, ou à l'interface entre le géosynthétique et le sol sous-jacent (Figure 1-1).

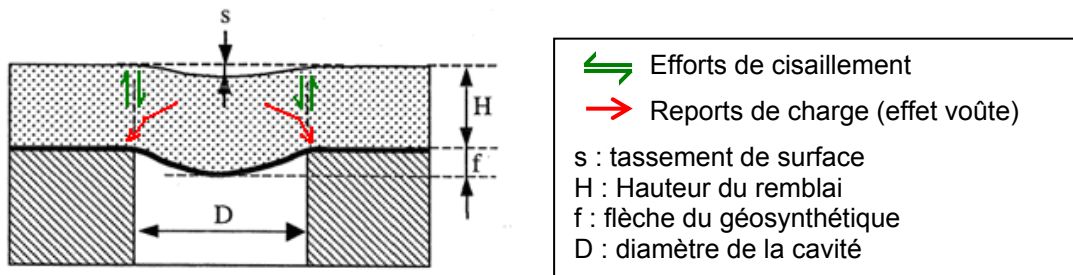


Figure 1-1 : Principe de fonctionnement d'un géosynthétique de renforcement sur cavité

L'ouverture de la cavité provoque une déflexion en membrane du géosynthétique qui peut être répercutée en surface du remblai. Dans le cas d'un matériau de remblai granulaire non cohésif, et pour un rapport H/D élevé de la hauteur de remblai H et de la largeur de la cavité D , le foisonnement du remblai au droit de la cavité peut atténuer l'effet sur les tassements de surface de la déflexion en membrane du géosynthétique. On parle également d'effet voûte, une arche physique pouvant se développer et ponter la cavité, le matériau de remblai sous-jacent s'éboulant sur la nappe au droit de la cavité. Cette arche n'est cependant pas systématique et peut ne pas être délimitée en raison du foisonnement du matériau effondré.

Les mécanismes de transfert de charge et de mise en tension du renforcement géosynthétique sont complexes et encore peu compris. Les connaissances actuelles sur le sujet s'amoindrissent encore si l'on considère le cas d'un remblai en sol traité ou le cas de renforcements géosynthétiques au comportement non linéaire. Des travaux expérimentaux en vraie grandeur et des simulations numériques ont ainsi été réalisés afin de préciser les mécanismes physiques induits par l'ouverture de la cavité sous un remblai renforcé.

La première phase des expérimentations cavités s'est déroulée entre mars et mai 2012, et a consisté en la réalisation de trois plots expérimentaux permettant de simuler l'ouverture d'un fontis par augmentation de son diamètre sous un remblai en grave roulée non cohésive renforcé par des géotextiles de natures différentes. La phase suivante entre juin et juillet 2012 a permis de réitérer ces expérimentations avec une couche de sol traité. Les comportements mécaniques induits par les différents matériaux de remblai et renforcement géosynthétiques ont ainsi été précisés. Les résultats expérimentaux en termes de tassement de surface, déflexion et déformation de la nappe géosynthétique, et contrainte en base du remblai renforcé ont été analysés sur la base des résultats des méthodes de dimensionnement analytique existantes.

En complément à ces analyses et afin d'obtenir des résultats complémentaires là où la mesure expérimentale ne le permet pas (par exemple l'estimation du foisonnement ou des reports de charges), une étude numérique approfondie a été menée. Cette étude numérique est à l'origine des hypothèses de distributions de charges sur la nappe géosynthétique au droit de la cavité qui ont conduit à la reformulation des méthodes analytiques existantes.

▪ *Inclusions rigides*

Les désordres rencontrés au droit de zones d'aménagement récentes d'infrastructures linéaires de transport ou de bâtiments comprennent la présence dans les terrains sous-jacents d'horizons aux caractéristiques géotechniques faibles, voire très compressibles. Une solution est alors l'amélioration de sol par des inclusions rigides agencées en maillage, et surmontées par un matelas granulaire de transferts de charge. Les inclusions rigides elles-mêmes peuvent être de deux types :

- réalisées par substitution du matériau en place : ces solutions mises en place avec ou sans refoulement comprennent les inclusions préfabriquées (béton, métal, bois), les inclusions forées, les colonnes à module contrôlé, ... Ces méthodes ont pour avantage une bonne prédictibilité de la rigidité (ou du module) de l'inclusion ;
- réalisées par amélioration locale du matériau en place : ces solutions font appel aux technologies d'injection ou de mixage. Les propriétés du sol en place sont modifiées par l'ajout d'un liant dont la nature et la mise en œuvre diffèrent selon les procédés. On peut citer le jet grouting, le mixage au mélange chaux-ciment, le procédé col mix (Solétanche-Bachy)... Dans ce cas, la rigidité de l'inclusion dépend à la fois des caractéristiques du liant et du sol en place.

L'intérêt des inclusions rigides réside dans l'adaptabilité de la méthode au cas de sols compressibles de type vases ou tourbes de forte épaisseur ou cohésif (PN ASIRI, 2012). Cette solution par inclusions rigides présente l'avantage de ne pas avoir une limitation de profondeur en cas de grande épaisseur de couche de sol aux caractéristiques mécaniques faibles. Enfin, les inclusions présentent une

solution adaptée au cas de certains sols cohésifs qui ne peuvent pas être améliorés par des techniques dynamiques (compactage dynamique, vibro-flottation).

Le renforcement de sol par inclusions rigides n'est pas une amélioration des caractéristiques mécaniques du sol proprement dit, mais un renforcement de ce sol par la création d'un ensemble composite sol/inclusion (Figure 1-2a), au sein duquel les charges sont majoritairement reportées vers les inclusions. L'intérêt de ce composite est que ses caractéristiques mécaniques, plus élevées que celles du sol en place, permettent de limiter les tassements du massif de fondation d'une structure telle qu'un remblai, un dallage (bâtiments industriels), ou un réservoir. La résistance au poinçonnement est également améliorée par cette technique.

Les charges permanentes et d'exploitation du remblai sont transmises aux inclusions rigides et au sol support par le biais d'un matelas de transfert de charges constitué d'une couche de matériau granulaire de bonnes caractéristiques mécaniques. Différentes techniques sont employées dans le but d'augmenter le report de charge vers les inclusions rigides, comme l'emploi de dalles coiffant les inclusions, ou la mise en œuvre d'un géosynthétique de renforcement en base du matelas de transfert de charges (Figure 1-2b).

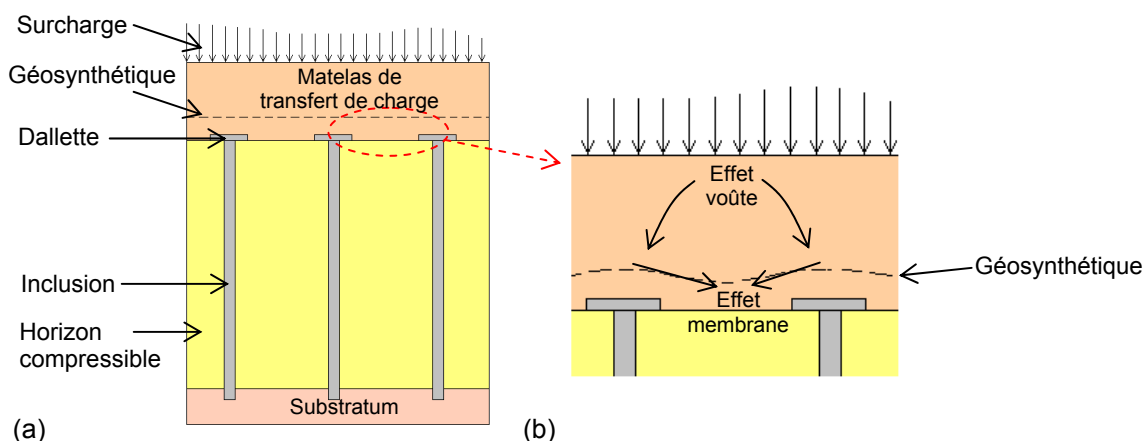


Figure 1-2 : Schéma de principe de l'amélioration de sol par inclusions rigides (a) et reports de charge au sein du matelas de transfert de charges (b)

Concrètement, le transfert de charges du remblai vers les inclusions rigides s'effectue à différents niveaux de la structure : par frottement, cisaillement et effet voûte au sein du matelas de transfert de charges, ou par frottement le long des fûts des inclusions rigides dans le sol support aux faibles caractéristiques mécaniques. Des inconnues demeurent cependant quant aux transferts de charges ayant lieu au sein du matelas de transfert de charges en base de remblai, et quand à l'apport du géosynthétique sur ces transferts de charge vers les inclusions rigides et leur efficacité.

Afin de répondre à ces questions, des expérimentations en vraie grandeur ont été menées entre décembre 2013 et février 2014 sur un chantier de la LGV Sud Est Atlantique mettant en œuvre des inclusions rigides. Les résultats de ces expérimentations ne font pas l'objet d'une exploitation approfondie en raison de la réalisation tardive des travaux, longtemps reportés en raison des difficultés rencontrées pour trouver un chantier où insérer ces expérimentations. Ces travaux sont néanmoins complétés par des simulations numériques et par une étude approfondie de la littérature comprenant des méthodes de dimensionnement et développements analytiques récents, qui ont débouché sur une proposition de méthode de dimensionnement établie en collaboration avec Egis Géotechnique et directement applicable pour l'ingénierie.

■ *Présentation générale du mémoire de thèse*

Ce mémoire comporte cinq parties et cinq annexes :

1 – Introduction générale

Ce présent chapitre présente le contexte des travaux de thèse et du projet de recherche Géolnov. Les problématiques de renforcements géosynthétiques en base de remblai sur cavités ou au sein de plateformes de transfert de charges sur inclusions rigides sont également introduites.

2 – Synthèse bibliographique et outils d'analyse analytiques et numériques

L'étude bibliographique présente le rôle des renforcements géosynthétiques, les études expérimentales réalisées sur les thèmes des effondrements localisés et des inclusions rigides, les mécanismes physiques et les méthodes de dimensionnement existantes, ainsi que les travaux numériques existants sur ces sujets.

Les deux codes de calcul aux éléments discrets utilisés dans le cadre de ces travaux, SDEC et YADE, sont également décrits ainsi que les procédures de calcul développées ou utilisées pour mettre en œuvre les modèles numériques « cavités » ou « inclusions rigides ».

3 – Thématique des effondrements localisés

Dans cette partie sont présentés : les expérimentations en vraie grandeur, leur analyse détaillée, les résultats du modèle numérique SDEC et leur interprétation. Une comparaison entre résultats expérimentaux et numériques est ensuite effectuée. Enfin, une étude analytique détaillée basée sur les études expérimentales et numériques permet d'aboutir à des propositions de dimensionnement pour des sols non cohésifs et pour des sols traités.

4 – Thématique des inclusions rigides

Sont ici présentés l'expérimentation sur chantier de la ligne à grande vitesse Sud Est Atlantique et son exploitation succincte, la définition du modèle numérique YADE et une étude numérique. Une comparaison entre résultats expérimentaux, numériques et analytiques est alors effectuée.

5 – Conclusion générale

Cette partie synthétise les principales conclusions tirées des études expérimentales, numériques et analytiques sur les reports de charge au sein d'un remblai granulaire renforcé par un géosynthétique.

Enfin, on conservera à l'esprit que les travaux de thèse ont été menés dans un contexte multiple, où les aspects scientifiques restent prépondérants avec la réalisation et l'exploitation des expérimentations, la définition et le test des différents modèles numériques, et les exploitations et développements analytiques. D'autres aspects non négligeables sont liés au contexte technique et à la réalisation de projets d'ingénierie ou d'instrumentation, ainsi qu'au contexte commercial lié au produit industrialisé qu'est le géosynthétique de renforcement. Des choix ont donc dû être effectués afin de répondre à la fois aux critères scientifiques, techniques et commerciaux.

CHAPITRE 2 : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE ET OUTILS D'ANALYSE ANALYTIQUES ET NUMERIQUES

2.1 Introduction

Les recherches bibliographiques effectuées dans le cadre de ce travail de thèse concernent dans un premier temps des généralités sur les renforcements géosynthétiques, dont on cherche à optimiser les propriétés mécaniques et le dimensionnement. Ainsi, les principaux essais de caractérisation permettant de déterminer la résistance en traction, le comportement d'interface et le fluage d'un géosynthétique y sont présentés. Ces caractéristiques mécaniques, prises en compte lors du dimensionnement, sont en général associées à des coefficients de sécurité liés à la durabilité du géosynthétique (mise en œuvre, vieillissement, fluage). Le dimensionnement des géosynthétiques peut être optimisé de manière innovante en ajustant la raideur du renforcement à son taux de déformation, ou en minimisant les facteurs de sécurité par l'association d'un système d'alerte basé sur la mesure des déformations.

Concernant la partie expérimentale de ce travail de thèse, nous avons répertorié les expérimentations récentes menées sur les thématiques des effondrements localisés et des inclusions rigides. Les travaux présentés comprennent des essais en vraie grandeur et de laboratoire. Ils donnent un aperçu des techniques mises en œuvre (procédé d'ouverture d'une cavité, instrumentation, ...) tout en soulignant les manquements et verrous scientifiques encore à lever. Cette analyse par retour d'expériences des travaux expérimentaux existants nous a permis d'envisager de nouvelles expérimentations en vraie grandeur en évitant au mieux certains écueils présentés dans la littérature.

Un état de l'art a été mené en parallèle, en rapport avec : les méthodes d'évaluation des transferts de charge dans les matelas granulaires, les formulations analytiques du comportement en membrane des géosynthétiques, et des méthodes de dimensionnement des géosynthétiques de renforcement en base de remblai sur cavité ou sur inclusions rigides. Cette étude des méthodes de dimensionnement analytique existantes est prépondérante dans les travaux de thèse, qui doivent aboutir à une optimisation des méthodes de dimensionnement.

Enfin, de récents travaux numériques portant sur la modélisation de géosynthétiques au sein de matériaux granulaires ont été répertoriés. Ces études donnent un aperçu des techniques de modélisation existantes et sont source d'inspiration pour les travaux numériques effectués sur les thématiques des effondrements localisés et des inclusions rigides.

Ce chapitre bibliographique n'a pas pour prétention d'être exhaustif, mais présente les définitions et travaux les plus pertinents dans le cadre du travail de thèse ici présenté.

2.2 Géosynthétiques et géotextiles de renforcement

2.2.1 Généralités sur les géosynthétiques

La norme française NF EN ISO 10318 définit un géosynthétique comme un produit dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique (polyéthylène, polyamide, polyester ou polypropylène) ou naturel qui se présente sous la forme de nappes, bandes ou structures tridimensionnelles. Ce produit est utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans des structures de Génie Civil et de Géotechnique. Une grande variété de géosynthétiques existe sur le marché, pour des applications diverses (Tableau 2-1).

Tableau 2-1 : Rôles et applications des géosynthétiques

Rôle du géosynthétique	Description	Ouvrage / application
Séparation	Eviter le mélange de deux sols ou matériaux de nature différente	Routes, autoroutes, voies ferrées, pistes forestières...
Filtration	Maintien des particules de sol tout en autorisant la circulation de fluides	Routes, voies ferrées, barrages, tranchées drainantes, protection de berges / rivages ...
Drainage	Collecte et transport des eaux ou d'autres fluides	Drainage sous dallage, structure BA, remblai ou Installation de Stockage de Déchets (ISD) ...

Rôle du géosynthétique	Description	Ouvrage / application
Etanchéité	Prévenir ou limiter la migration des fluides par une géomembrane	Bassins, ouvrages souterrains, Installations de Stockage de Déchets (ISD) ...
Renforcement	Améliorer les propriétés mécaniques d'un sol (ou d'autres matériaux) en utilisant les propriétés de résistance/déformation d'un géosynthétique	Remblais (ferroviaires, routiers...) sur sols compressibles, cavités ou inclusions rigides ; murs de soutènement ; ...
Protection	Limitation de l'endommagement localisé d'un élément ou matériau	Protection des géomembranes
Lutte contre l'érosion de surface	Eviter les mouvements du sol et autres particules de surface	Talus de déblai, pentes naturelles, berges ...
Anti-fissuration	Retarder les remontées de fissure en surface dans les structures de chaussées	Aéroports, chaussées, ...

L'appellation « géosynthétique de renforcement » regroupe plusieurs familles de produits : les géotextiles de renforcement qui sont des structures relativement souples constituées de fibres pouvant être tissées, non tissées, ou tricotées ; et les géogrilles qui sont des renforcements d'aspect plus rigide, pouvant être fabriquées par extrusion, ou tricotage de câbles et enduction (Figure 2-3).

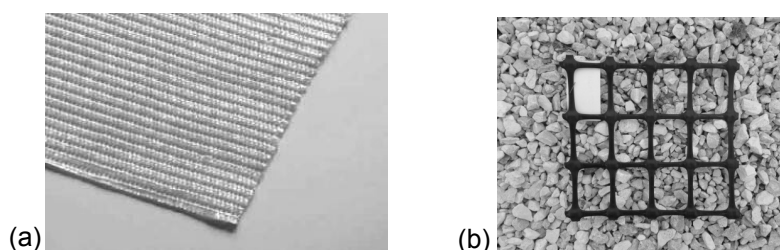


Figure 2-3 : Exemple de géotextile de renforcement tricoté haute résistance (a) ou de géogrille de renforcement faible résistance (b)

2.2.2 Caractérisation des géosynthétiques de renforcement

Sur le plan mécanique, les géosynthétiques de renforcement sont caractérisés par différents essais normalisés, dont les principaux sont présentés ici : résistance en traction, frottement à l'interface, et fluage. De nombreux autres essais de caractérisation existent, comprenant la détermination des caractéristiques et spécificités suivantes à partir d'essais de laboratoire normalisés : épaisseur, masse surfacique, poinçonnement, perforation dynamique, perméabilité, ouverture de filtration, capacité de débit dans le plan...

2.2.2.1 Résistance en traction d'un géosynthétique

La résistance en traction d'un géosynthétique est définie par la norme NF EN ISO 10319. Un minimum de 5 éprouvettes en sens production et 5 éprouvettes en sens travers sont préparées conformément à l'ISO 9862. Ces éprouvettes ont une largeur nominale de $200 \text{ mm} \pm 1 \text{ mm}$, une longueur suffisante pour garantir une distance de 100 mm entre les mors de la machine d'essai de traction, et comportent des repères pour les mesures d'allongement. Une fois l'éprouvette montée sur les mors, ceux-ci sont écartés à une vitesse constante de manière à obtenir une vitesse de déformation de $20 \pm 5 \text{ %/min}$. Un dispositif spécifique (extensomètre, caméra, etc) permet alors de mesurer l'allongement de l'éprouvette pour chaque effort de traction imposé, jusqu'à rupture du matériau. L'enregistrement de l'effort de traction imposé se fait avec une précision de 0,01 kN. La résistance en traction maximale T_{max} (ou résistance caractéristique $R_{t;k}$) et la déformation maximale ε_{max} sont alors obtenues.

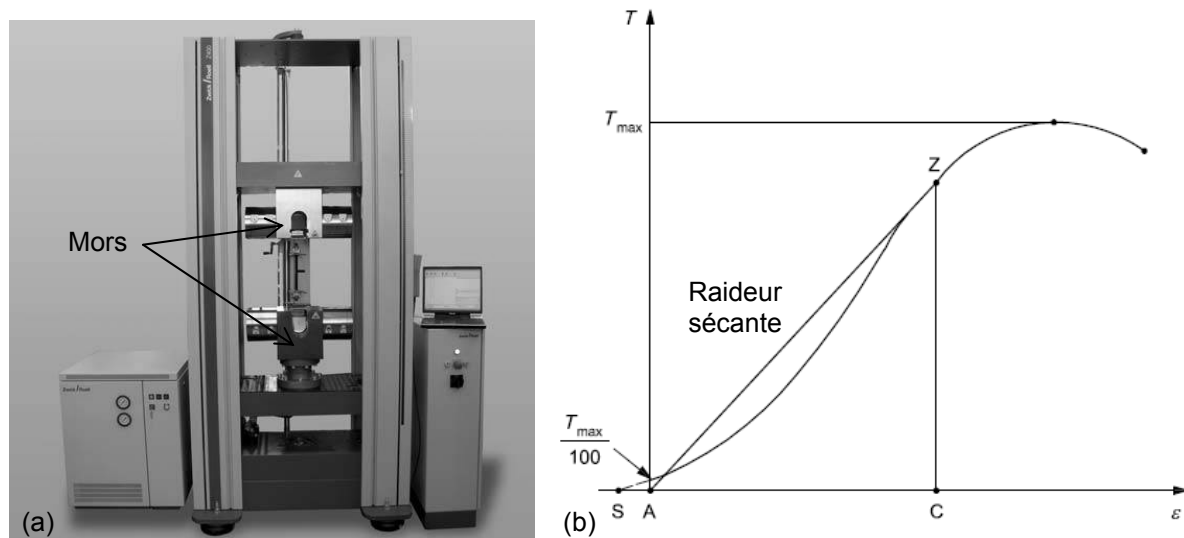


Figure 2-4 : Machine d'essai de traction (a) et courbe type de la charge par unité de déformation (b)

2.2.2.2 Caractéristiques de cisaillement à l'interface sol/géosynthétique

L'angle de frottement à l'interface entre le sol et le géosynthétique peut être déterminé en laboratoire à partir d'un essai de cisaillement direct à la boîte de cisaillement 0,3 x 0,3 m adapté aux géosynthétiques (norme NF EN ISO 12957-1, septembre 2005), ou d'un essai au plan incliné (norme NF EN ISO 12957-2, septembre 2005).

Pour l'essai à la boîte de cisaillement, l'éprouvette de géosynthétique doit être fixée sur un support horizontal rigide placé dans la partie inférieure de la boîte. La partie supérieure de la boîte est remplie de sol, soumis à une force normale. Le dispositif de chargement consiste alors en un effort horizontal provoquant un déplacement d'une demi boîte à vitesse constante de $1 \pm 0,2$ mm/min. La force de cisaillement et le déplacement horizontal relatif sont mesurés avec des précisions de $\pm 2 \%$ et $\pm 0,02$ mm respectivement.

L'essai au plan incliné se fait à l'aide d'un appareillage constitué d'une plaque lisse rigide initialement horizontale et dotée d'une charnière sur l'une de ses extrémités. Un mécanisme permet de relever progressivement le plan, à une vitesse de $3 \pm 0,5^\circ$ par minute. L'échantillon de géosynthétique (prélevé d'après l'ISO 9862) est fixé sur le plan. Une boîte contenant du sol est disposée sur le renforcement testé. Après application d'une éventuelle surcharge, le plan de base supportant le géosynthétique est inclinée à vitesse constante. L'angle auquel la boîte supérieure remplie de sol glisse sur le plan incliné détermine alors un angle de frottement « dynamique » du complexe sol / géosynthétique. Différentes variantes à cet essai existent, comprenant des améliorations techniques, ou des modifications de la procédure d'essai (Briançon et al., 2011).

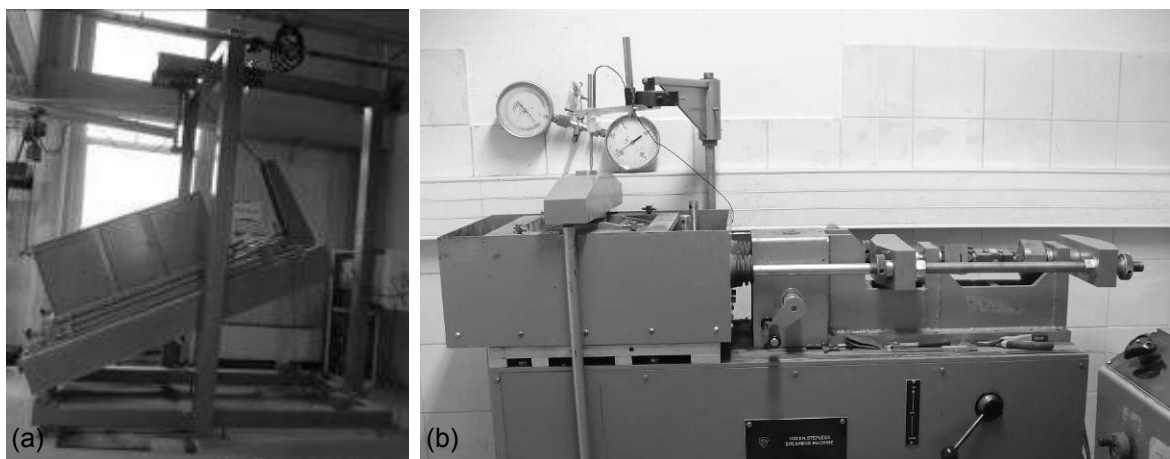


Figure 2-5 : Essai de frottement à l'interface sol/géosynthétique - Plan incliné (a) et boîte de cisaillement 300 x 300 mm (b)

2.2.2.3 Caractérisation du fluage d'un géosynthétique

Le fluage d'un géosynthétique induit une perte de résistance et de rigidité au cours du temps. La norme NF EN ISO 13431 définit les essais de fluage en traction, et le guide ISO TR 20432 donne des indications sur leur exploitation.

L'essai de fluage porte sur un géosynthétique dont la résistance en traction caractéristique T_{max} est connue. Les éprouvettes sont soumises à une force statique prédéfinie T_0 (inférieure à T_{max}) répartie uniformément sur la largeur de l'échantillon, dans des conditions de température et d'humidité maintenues constantes. L'allongement de l'éprouvette est enregistré en continu ou mesuré à des temps spécifiques (communément 1h à 10 000 h). Soulignons qu'il existe différentes méthodes de test : une méthode « conventionnelle » à température constante, et une méthode en « décalage temps – température » où les essais sont effectués pour trois valeurs de la température.

Pour un produit donné, l'ensemble des essais de fluage réalisés à différents taux de chargement (ratio T_0 / T_{max}) aboutissent au tracé de courbes isochrones caractérisant le niveau de chargement des éprouvettes en fonction de leur déformation (Figure 2-6). La courbe isochrone localisée la plus à gauche et notée UTS correspond au matériau non vieilli, dont la résistance en traction correspond à la résistance en traction caractéristique du géosynthétique $R_{t,k}$.

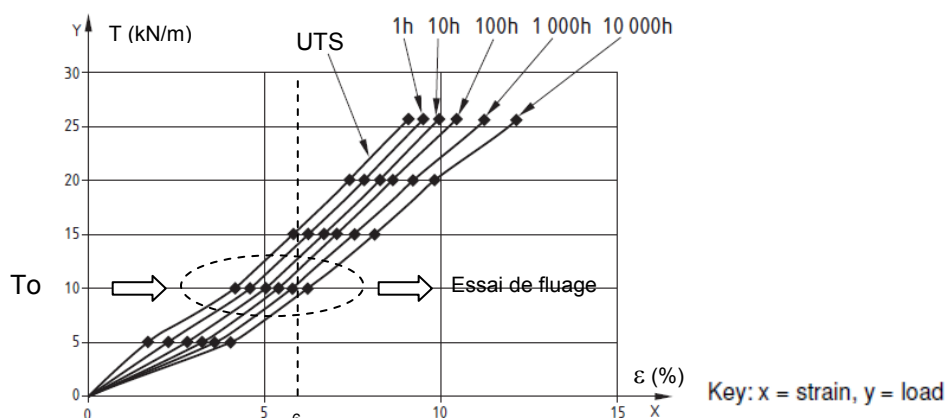


Figure 2-6 : Essai de fluage – Courbes isochrones (ISO/TR 20432)

Les courbes isochrones sont utilisées pour déterminer un coefficient réducteur de la résistance en traction sous l'effet du fluage. Par exemple, pour le dimensionnement à 1000 h d'un renforcement géosynthétique travaillant à 6 % de déformation, le coefficient de réduction correspond au ratio entre le niveau de chargement UTS et le niveau de chargement à 1000 h définis à 6 % de déformation, soit 1,5 pour l'exemple considéré (Figure 2-6).

2.2.3 Durabilité d'un géosynthétique de renforcement

Les géosynthétiques utilisés en renforcement sont soumis à diverses sollicitations et aléas pouvant les détériorer et diminuer leurs caractéristiques mécaniques. Lors d'un dimensionnement, il est donc nécessaire de fixer les propriétés mécaniques du renforcement géosynthétique à long terme, en spécifiant la période sur laquelle le renforcement géosynthétique doit être fonctionnel. Différents facteurs de sécurité sont donc appliqués à la résistance en traction « à court terme » caractéristique du renforcement $R_{t,k}$, prenant en compte les facteurs suivants (norme XP G 38-064, août 2010) :

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_{M;t} \cdot \Gamma_{flu} \cdot \Gamma_{viel} \cdot \Gamma_{instal}} \quad \text{Eq. 2-1}$$

Avec :

- $R_{t,d}$ la valeur de calcul de résistance ultime de traction à considérer dans la justification de la stabilité mixte ;
- $\gamma_{M;t}$ le facteur partiel de matériau de valeur 1,25 (résistance structurelle, selon la norme d'application NF P94-270 de l'Eurocode 7) ;
- Γ_{flu} le coefficient de réduction lié au comportement en fonction du temps des géosynthétiques. L'application de ce coefficient permet de tenir compte sur la durée d'utilisation de l'ouvrage de l'influence du fluage sur la résistance en traction du renforcement, et de limiter les déformations de l'ouvrage ;

- Γ_{vieil} le coefficient de réduction lié au vieillissement des géosynthétiques, par exemple par hydrolyse ou oxydation en fonction des conditions d'environnement du produit ;
- Γ_{instal} le coefficient de réduction correspondant à l'endommagement des renforcements géosynthétiques lors de leur mise en œuvre et le compactage des remblais.

La norme XP G 38-064 rappelle que des interactions peuvent exister entre les effets du fluage des géosynthétiques, du vieillissement et de l'endommagement à la mise en œuvre. Dans l'état actuel des connaissances, il est considéré par cette norme que l'équation [2-1] représente une approche sécuritaire de ces interactions.

2.2.3.1 Fluage des renforcements géosynthétiques dans le temps

Le coefficient de sécurité permettant de tenir compte du fluage du renforcement géosynthétique et de son influence sur la résistance en traction du produit peut être déterminé à partir des essais de fluage. Le facteur de réduction lié au fluage correspond au maximum de deux critères, correspondant à une limitation liée à la rupture du géosynthétique, ou à une limitation des déformations de fluage entre la fin de la construction et la durée d'utilisation de l'ouvrage :

$$\Gamma_{\text{flu}} = \max \left(\frac{R_{t,k}}{T_{FR}}, \frac{R_{t,k}}{T_{FS}} \right) \quad \text{Eq. 2-2}$$

Avec :

- $R_{t,k}$ la résistance en traction caractéristique du renforcement ;
- T_{FR} est l'effort de traction maximal (ou l'effort de traction obtenu à une déformation maximale donnée) que peut supporter un géosynthétique non endommagé ni vieilli chimiquement, à une période équivalente à la durée d'utilisation de l'ouvrage ;
- T_{FS} est l'effort de traction produisant, dans des conditions d'utilisation identiques, une déformation de fluage ε_{flu} , entre la mise en œuvre (après compactage) et la durée d'utilisation de l'ouvrage, au plus égale à une valeur donnée (de 3 à 6 % selon le sol employé). La valeur de T_{FS} est déduite des essais de fluage à partir de la courbe isochrone tension/déformation du géosynthétique à 10 h (forfaitaire, désignant l'état de déformation après compactage) et de son extrapolation sur la durée d'utilisation de l'ouvrage : on cherche l'effort de traction pour lequel l'écart entre les deux courbes est au plus égal à la déformation limite de fluage ε_{flu} considérée (Figure 2-7). En l'absence d'essai, la déformation limite de fluage ε_{flu} est fixée par défaut à 3 %.

La prise en compte d'une limitation de la déformation de fluage évite la rupture du sol par une déformation excessive. En l'absence d'essais de fluage, la norme XP G 38-064 donne des valeurs par défaut du coefficient Γ_{flu} (Tableau 2-2).

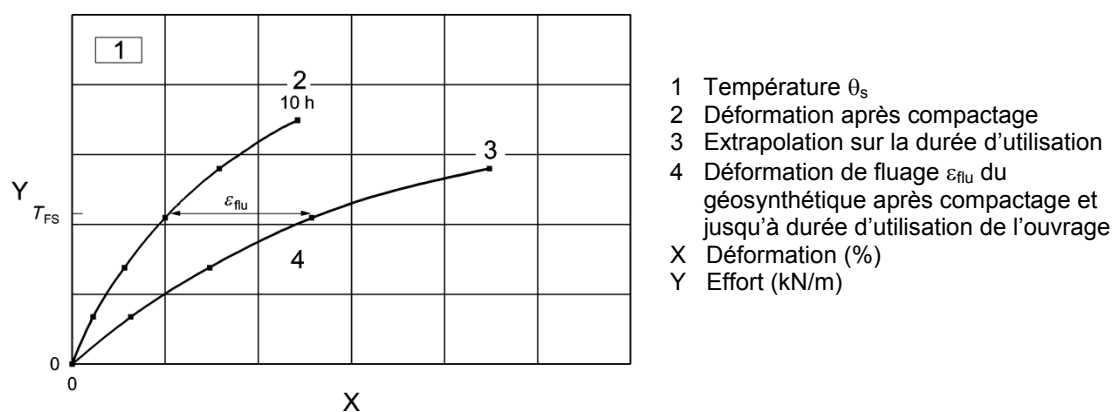


Figure 2-7 : Effort de traction T_{FS} limité par les déformations de fluage (norme XP G 38-064)

Tableau 2-2 : Valeur par défaut du coefficient de réduction au fluage Γ_{flu} (norme XP G 38-064)

Polymère constituant le renforcement géosynthétique	Valeur par défaut de Γ_{flu}
PP / PE (polypropylène / polyéthylène)	6
PEHD (polyéthylène haute densité)	5
PET (polyester)	3
PVA (polyvinyle d'alcool)	3
AR (aramide)	3

2.2.3.2 Environnement : vieillissement des géosynthétiques de renforcement

Dans le cadre de projets d'infrastructures, la réutilisation de matériaux de déblai tend à devenir courante. Ces matériaux peuvent être traités au ciment ou à la chaux afin d'améliorer leurs performances mécaniques. Les matériaux traités sont alors réemployés en couche de forme ou en base de remblai, et contribuent au renforcement de la base de la structure. Le renforcement de ces sols traités par un géosynthétique ne se fait pas sans vigilance. En effet, le pH (potentiel Hydrogène) d'un remblai traité est largement basique, et la durabilité des géosynthétiques classiques fabriqués en PET (polyester haute densité) n'y est pas assurée : le géosynthétique subit un vieillissement chimique, qui se traduit par une dégradation de ses propriétés mécaniques.

Afin d'assurer l'intégration du renforcement géosynthétique dans un milieu de pH basique, celui-ci doit être conçu dans un matériau adéquat. Les géosynthétiques seront par exemple fabriqués en polyvinyle d'alcool (PVA) ou en polypropylène (PP).

Des essais index de courte durée (NF EN 12224) permettent une estimation fiable jusqu'à 25 ans du vieillissement chimique des matériaux. Ces essais sont repris dans l'Annexe B de la norme NF EN ISO 13251, obligatoire dans le cadre du marquage CE (Conformité Européenne) des géosynthétiques. Pour des durées de vie supérieures à 25 ans, des extrapolations sont effectuées à partir d'essais en vraie grandeur et d'essais accélérés (guides ISO/TS 13434 et ISO/TR 20432).

En l'absence de données, l'annexe B de la norme XP G 38-064 définit des valeurs par défaut du coefficient de réduction Γ_{viel} en fonction de la nature des géosynthétiques, de leur durée d'utilisation et du pH du remblai (Tableau 2-3).

Tableau 2-3 : Valeurs par défaut du coefficient de réduction lié au vieillissement Γ_{viel} (norme XP G 38-064)

Classe de durée d'utilisation	pH	PET (fils polyesters)	PA (polyamide)	PEHD (polyéthylène haute densité, extrudés)	PP (polypropylène)
1 à 3	4 à 8	1,05	1,1	1,05	1,05
4 et 5		1,2	*	1,3	1,3
1 à 3	8 à 9	1,1	1,1	1,05	1,05
4 et 5		1,3	*	1,3	1,3

* : selon guide ISO/TR 20432 (essais)

2.2.3.3 Endommagement du géosynthétique lors de sa mise en œuvre

Les sollicitations mécaniques générées lors de la mise en place et du compactage du sol provoquent des dégradations du géosynthétique sous l'effet du frottement, de l'abrasion, du poinçonnement ou de déformations localisées excessives. Des endommagements plus importants (usure prononcée, déchirure, coupure, perforation...) peuvent être observés. La présence de granulats de relativement grande taille ou de forme anguleuse, ainsi qu'une énergie de compactage élevée, en sont les principales raisons.

L'endommagement mécanique à la mise en œuvre est apprécié en termes de perte de résistance à la traction à court terme. Son influence sur les caractéristiques à long terme et sur la durabilité du géosynthétique est encore mal connue et n'est pas considérée. Par ailleurs, la raideur du renforcement est généralement peu affectée.

Selon la norme XP G 38-064, l'influence de l'endommagement à la mise en œuvre se détermine par des essais d'endommagement en vraie grandeur (planche d'essai sur chantier, ou planches d'essai en site contrôlé). La valeur du coefficient de réduction à l'installation Γ_{instal} est alors le ratio entre la résistance caractéristique du renforcement $R_{t,k}$, et la résistance en traction T_{end} (NF EN ISO 10319) du géosynthétique endommagé.

$$\Gamma_{\text{instal}} = \frac{R_{t,k}}{T_{\text{end}}} \quad \text{Eq. 2-3}$$

En l'absence d'essais et de base de données, des valeurs forfaitaires du coefficient de réduction à la mise en œuvre sont indiquées dans la norme XP G 38-064 en fonction du sol et des conditions de mise en œuvre (Tableau 2-4). En l'absence d'informations sur le matériau de remblai, la condition de sévérité la plus défavorable est retenue.

Tableau 2-4 : Valeurs par défaut du coefficient de réduction à la mise en œuvre Γ_{instal} (norme XP G 38-064)

	Conditions de mise en œuvre			
	Peu sévère	Moyennement sévère	Sévère	Très sévère
Tous géosynthétiques	1,15	1,25	1,50	2,50

2.2.4 Renforcements géosynthétiques innovants

L'utilisation de géosynthétiques au comportement non linéaire peut être plébiscitée lors de l'étude de projets d'infrastructures de relativement haute technicité. Le dimensionnement d'un renforcement géosynthétique peut ainsi être effectué à court terme, puis à long terme. Dans le cas du calcul à court terme, les facteurs de sécurité de fluage et de vieillissement chimique (paragraphe 2.2.3) ne sont pas considérés. A l'inverse, le calcul à long terme sur la durée de vie du renforcement géosynthétique et de l'ouvrage nécessite l'utilisation de ces facteurs de sécurité. Ces deux dimensionnements aboutissent à deux niveaux de déformation et de résistance en traction du renforcement, à court et long terme. Afin d'éviter le surdimensionnement du renforcement et d'optimiser son coût de fabrication, le géosynthétique est conçu et construit de manière à ce que sa raideur évolue en fonction de son taux de déformation. Ainsi, pour chaque cas de dimensionnement considéré, la raideur et la résistance en tension caractéristique du géosynthétique sont ajustées.

Ce type de renforcement encore peu usité tend à se développer. Un exemple d'application récente concerne la réalisation d'une déviation autoroutière au Sud-ouest de Meaux (Blivet et al., 2006) traversant une zone à risque d'effondrement localisé. La couche de sol traité en base de l'ouvrage est ainsi renforcée par un géosynthétique. En raison du comportement rigide et par hypothèse fragile du sol traité, deux niveaux de déformation du renforcement géosynthétiques sont considérés : de petites déformations dans le cas sans surcharge, et de grandes déformations pour le cas avec surcharge. Ce renforcement est donc caractérisé par une courbe de traction comprenant une raideur initiale élevée, puis une raideur différée relativement moins importante (Figure 2-8).

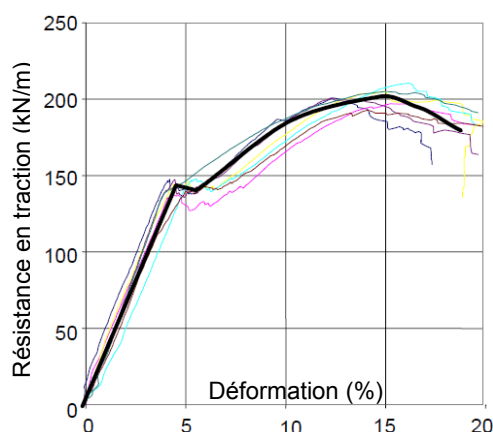


Figure 2-8 : Déviation de Meaux – Courbe de traction du géosynthétique bi-module (Blivet et al., 2006)

Concrètement, le renforcement bi-module est constitué de fibres d'aramides garantissant la raideur initiale élevée, et de câbles polyester garantissant la seconde raideur du renforcement après rupture des câbles d'aramide. L'essai de traction du renforcement géosynthétique retenu comprend ainsi un premier pic atteint lors de la surcharge, la seconde partie de la courbe et le second pic de traction définissant le comportement ultime du renforcement (Figure 2-8).

Cette solution géosynthétique bi-module assure ainsi une forte résistance à faible déformation pour le cas de service. En cas de surcharge de circulation trop importante et de rupture des câbles de renforcement les plus raides, le renforcement géosynthétique doit assurer la traficabilité immédiate de l'ouvrage par le biais d'un second jeu de câbles de renforcement, jusque-là non sollicités.

2.2.5 Mesure in situ des déformations des géosynthétiques

Les déformations des géosynthétiques peuvent être mesurées in situ par différents systèmes d'instrumentation : des extensomètres, des capteurs de déplacement à fil, ou des fibres optiques.

Les extensomètres sont des capteurs liaisonnés à la nappe géosynthétique. Ils constituent un système relativement intrusif. Des capteurs de ce type (Figure 2-9a) ont été utilisés dans le cadre du projet de recherche R.A.F.A.E.L. (Renforcement des Assises Ferroviaires et Autoroutières contre les Effondrements Localisés) pour déterminer l'allongement des nappes géosynthétiques au droit de la cavité. Les capteurs de déplacement à fil ont pour intérêt d'être moins intrusifs, seul un câble gainé traversant le matériau de remblai pour se fixer au géosynthétique. Les capteurs de mesure et la centrale d'acquisition des données sont positionnés en-dehors du remblai étudié (Figure 2-9b).

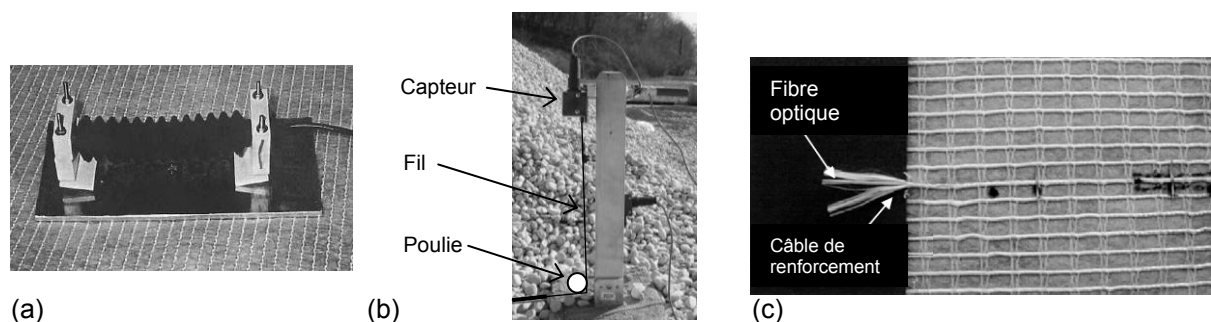


Figure 2-9 : Instrumentation d'un géosynthétique – Mesures de déformation par extensomètre (a), par capteurs de déplacement à fil (b) ou par fibre optique (c)

Enfin, les mesures par fibre optique comprennent différentes technologies liées au système d'interrogation et de mesure de la fibre, réparti ou ponctuel. Dans le cadre de la thèse, des fibres gravées de différents réseaux de Bragg ont été utilisées. Une mesure ponctuelle est ainsi effectuée sur chaque réseau de Bragg. Ces réseaux sont des dispositifs optiques constitués de raies espacées d'un certain « pas » (ou espacement) qui ne réfléchit qu'une longueur d'onde donnée de la sollicitation lumineuse envoyée dans la fibre. Cette longueur d'onde est caractéristique du réseau de Bragg, dont l'éirement est mesuré par le décalage de la longueur d'onde réfléchie sur le réseau avant et après sa déformation. L'avantage de ce système est que la fibre peut être insérée dans la trame du géosynthétique, ce qui limite fortement l'aspect intrusif de cette instrumentation. Des expérimentations menées sur une tranchée expérimentale sous un remblai renforcé par géosynthétique (Briançon et al., 2004) ont permis de valider ce type de système de détection par fibre optique (Figure 2-9c).

2.3 Etudes expérimentales

De nombreuses études expérimentales ont été réalisées afin de mieux appréhender le comportement mécanique et cinématique des remblais renforcés par géosynthétiques au droit de cavités ou sur inclusions rigides. Ces expérimentations ont par la suite permis d'élaborer des méthodes de dimensionnement analytiques ou d'affiner leurs paramètres. La bibliographie fait ainsi état de différents plots expérimentaux, parfois associés à des calculs numériques. Nous nous sommes fortement inspirés de ces travaux pour l'établissement des expérimentations en vraie grandeur réalisées dans le cadre de cette thèse.

Les travaux présentés sur la thématique des effondrements localisés mettent en œuvre différents matériaux de remblai et renforcements géosynthétiques, pour des configurations différentes de renforcement selon le nombre de nappes de renforcement utilisées dans le remblai. De plus, différents

systèmes d'instrumentation ou d'ouverture de la cavité (progressif ou non) sont employés, ce qui constitue un retour d'expérience précieux.

Concernant la thématique des inclusions rigides, les travaux présentés permettent l'étude de différentes configurations du remblai au droit des inclusions, avec et sans matelas de transfert de charges. Différents matériaux de remblai, maillages d'inclusions rigides et géosynthétiques de renforcement sont également employés. Le sol support peut être soit pris en compte et modélisé physiquement par le système expérimental, soit totalement négligé. Enfin, les travaux présentés apportent une expérience non négligeable en matière d'instrumentation sur inclusions rigides, différentes techniques ayant été utilisées en vraie grandeur et en laboratoire.

2.3.1 Expérimentations sur le thème des effondrements localisés

2.3.1.1 Expérimentations de Barr et al. (1994)

Bridle et Jenner (1997) font référence à une expérimentation en vraie grandeur faisant l'objet de deux autres articles (Bridle et al., 1994 et Barr et al., 1994). Son principe consiste en une cavité circulaire de diamètre évoluant de 3 à 5 m sous un remblai granulaire de 60 cm d'épaisseur renforcé par deux géogrilles Tensar SS35 (42 kN/m et 34 kN/m en sens production et travers respectivement).

La cavité est formée de manière artificielle sous ces grilles par enlèvement du sable sous-jacent (Figure 2-10).

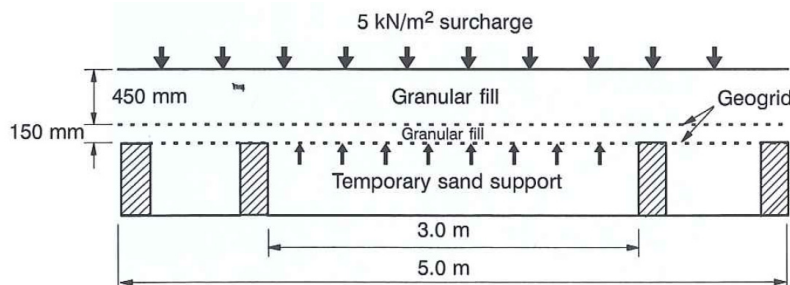


Figure 2-10 : Bridle & Jenner (1997) – Expérimentation en vraie grandeur

Cette expérimentation a donné lieu à des mesures de déformation et de déflexion des géogrilles, ainsi qu'à la rupture en tension de la géogrille sur les bords de la cavité. Elle a également permis de confirmer la validité des formulations analytiques de l'effet membrane (paragraphe 2.4.1).

2.3.1.2 Programme R.A.F.A.E.L.

Ce projet a comporté deux phases expérimentales permettant l'étude d'un dispositif géosynthétique de prévention des risques d'effondrement des voies autoroutières et ferroviaires. Les différents plots expérimentaux ont eu pour objet d'étudier le comportement des structures d'essai sous différentes sollicitations, de vérifier leur méthode de dimensionnement et de tester un dispositif de mesure de déformation des nappes géosynthétiques.

Le premier volet de l'étude (R.A.F.A.E.L. 1, en 1997) correspond aux travaux de thèse d'Hubert Giraud (Giraud, 1997). Cette phase a donné lieu à la réalisation sur chantier réel de cavités anthropiques de 2 et 4 m de diamètre initialement comblées par des billes d'argiles et positionnées sous un remblai granulaire cohésif 0/300 mm de 1,5 m de hauteur, renforcé par un géotextile de type monodirectionnel. Après formation de la cavité par aspiration des billes d'argile (essai statique), des essais de traficabilité ont été réalisés.

Le second volet réalisé au CER (Centre d'Expérimentation Routière) de Rouen (R.A.F.A.E.L. 2, en 1999) porte sur des remblais de faible épaisseur. Il se distingue du précédent par le mode de formation des cavités et par le type des matériaux de remblai utilisés. Cette fois-ci, des vérins hydrauliques positionnés sous une plaque mobile sont utilisés pour former une cavité sous des remblais de faible épaisseur constitués de sable, de silts ou de ballast (Figure 2-11).

Ces expérimentations ont permis d'établir différents comportements types du remblai en fonction de la nature du renforcement et du matériau de remblai, et de la géométrie du problème (notamment le rapport H/L entre la hauteur du remblai et la largeur de la cavité). Ces expérimentations ont également permis le développement d'une méthode de dimensionnement analytique (paragraphe 2.4.5.3), utilisée en France. Parmi les nombreux résultats obtenus, nous nous limiterons ici à une brève description des principaux mécanismes observés :

- Pour les remblais constitués de grave 0/300 mm (R.A.F.A.E.L. 1), il a été observé à l'ouverture de la cavité, le développement de mécanismes de transfert de charge au-dessus de la cavité. Si le rapport H/L est suffisamment élevé, une voûte de sol stable, pontant la cavité, se forme au sein du remblai. Dans ce cas, les déplacements de surface sont très faibles, voire inexistant. Dans le cas où le rapport H/L est peu élevé (inférieur à 0,5), ou lors d'une surcharge de trafic, la voûte qui tend à se développer ou qui s'était formée au sein du remblai s'effondre sur la nappe géosynthétique. La déflexion de surface est alors instantanée. Dans tous les cas, la zone de sol impliquée dans l'effondrement est restreinte au cylindre de sol situé au droit de la cavité. Ce résultat est pertinent étant donné la nature cohésive du matériau de remblai ($C \approx 40$ kPa).
- Pour les remblais purement frottant constitués de sable (R.A.F.A.E.L. 2), des mécanismes similaires aux précédents ont été observés conduisant, compte tenu d'un rapport H/L faible (inférieur à 0,5), à un effondrement en bloc du sol de remblai sur la nappe et à une déflexion de surface importante et instantanée.
- Pour les remblais constitués de ballast, l'effondrement a été plus progressif et les déplacements de surface fortement limités compte tenu du caractère fortement dilatant du matériau employé.
- Pour les remblais constitués de silts, la cohésion apportée par les particules fines du matériau concède une résistance en flexion au matériau de remblai. Le mode de déformation du remblai est alors semblable à celui d'une poutre en flexion, posée en travers de la cavité.

Ces expérimentations ont également permis de mettre en évidence le coefficient de foisonnement des sols de remblai qui s'est avéré être un paramètre très influant sur le dimensionnement.

Enfin, il est important de noter que les géosynthétiques testés lors de ces expérimentations sont bloqués en bord de cavité, ce qui ne correspond pas au cas réel d'un renforcement géosynthétique en base de remblai sur cavités potentielles.

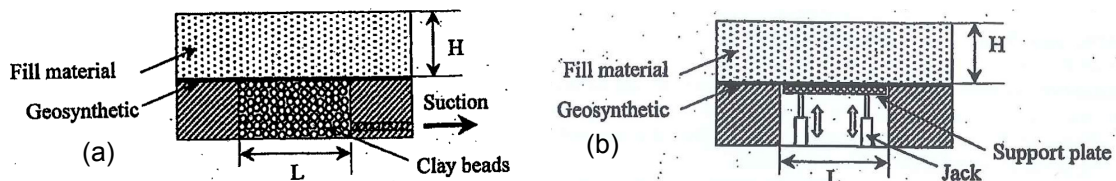


Figure 2-11 : Dispositif expérimental – R.A.F.A.E.L. 1 (a) et R.A.F.A.E.L. 2 (b)

2.3.1.3 Synthèse des expérimentations sur banc d'essai menées à la Hochschule-Anhalt (FH) de Dessau

A partir d'expérimentations menées avec l'installation de la Hochschule-Anhalt (FH) de Dessau, Meyer et al. (2003) ont mené une analyse sur différents géosynthétiques. La cavité est cette fois simulée par une trappe de 1,6 m de diamètre sous un remblai de 1,7 m de hauteur. Le chargement est effectué par un système de quatre vérins asservis, simulant 300 000 passages d'un camion à 60 km/h sur une période de deux semaines. L'instrumentation dédiée à ce dispositif expérimental permet de mesurer les déflexions du géosynthétique et du sol de surface, ainsi que les déformations du géosynthétique et les contraintes verticales en différents emplacements.

Les essais effectués sur le système expérimental de Dessau permettent d'aboutir aux conclusions suivantes :

- le comportement en membrane du renforcement géosynthétique dépend du rapport de ses raideurs en sens production et sens travers ;
- à l'ouverture de la cavité, une arche de sol peut se former dans le remblai et ponter la cavité. La stabilité de cette arche dépend alors du diamètre de la cavité, de la hauteur de remblai et des caractéristiques de cisaillement du matériau de remblai. Tant qu'elle est stable, le géosynthétique est peu sollicité ;
- la poursuite du chargement dynamique peut provoquer la rupture de l'arche de sol pontant la cavité, résultant en une possible déflexion circulaire en surface du remblai. Dans ce cas le poids de matériau sur le géosynthétique augmente de manière importante ;

Enfin, l'un des objectifs des auteurs et une particularité de cette étude est d'appréhender le comportement du géosynthétique en ancrage autour d'une cavité circulaire, et de préciser l'interaction entre le sol et le géosynthétique. Une zone entourant la cavité est mise en évidence, dans laquelle les efforts de traction du géosynthétique sont transmis au sol par frottement. La taille de cette zone dépend du type de géosynthétique (géogrid, géotextile) et de la valeur de traction du renforcement.

Dans le cas de géogrilles, un mécanisme d'imbrication des particules de sol dans les ouvertures de la grille s'ajoute au frottement du sol sur la grille.

2.3.1.4 Expérimentations de Schwerdt et al. (2004)

Schwerdt et al. (2004) ont également utilisé l'installation de la Hochschule Anhalt (FH) à Dessau afin de tester des géogrilles placées au-dessus de la cavité, figurée par des coussins gonflables (Figure 2-12).

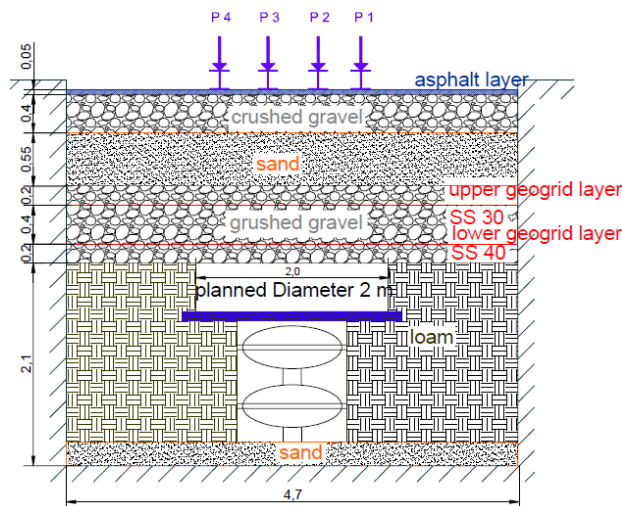


Figure 2-12 : Expérimentation de Schwerdt et al. (2004) – Vue en coupe du dispositif expérimental

Les géogrilles sont insérées dans une couche granulaire de 0,5 m à 0,75 m d'épaisseur respectivement. Le chargement se fait par quatre presses asservies de 50 kN simulant le passage d'un camion à 60 km/h sur 300 000 cycles. Une phase de chargement additionnelle à 100 kN (test 2) ou 120 kN (test 3) a été mise en place lorsque cela était possible. Le Tableau 2-5 résume les trois expériences menées en détaillant les phases additionnelles.

Tableau 2-5 : Résultats de l'expérimentation (Schwerdt et al., 2004)

Essai	Nombre de géogrilles	T_{ult} (kN/m)	$H_{remblai}$ (m) sur la géogrille basse	Diamètre cavité (m)	Nb cycles	ϵ_{max} de la nappe (%)	Tassement en surface (cm)	Comportement
1	1 (SS30)	30	0,7	1,68	2500	-	-	Effondrement ($H_{remblai}$ faible)
2	1 (SS40)	40	0,7	1,68	300000	1	13,2	Voûte stable
2+	1 (SS40)	40	0,7	1,68	+3600	-	-	Effondrement
3	2 (SS30+SS40)	30+40	1,6	2,0	300000	0,15 (SS40) 0,1 (SS30)	0,8	Voûte stable
3+	2 (SS30+SS40)	30+40	1,6	2,0	+150000	0,45(SS40) 0,2(SS30)	1,4	Voûte stable

Les conclusions de ces expérimentations sont les suivantes :

- Pour une épaisseur suffisante de remblai au-dessus de la géogrille, la cavité est pontée de manière stable et sécuritaire. Les transferts de charge vers les bords de la cavité sont en effet stabilisés. Dans ce cas, une seule géogrille est nécessaire, et l'épaisseur de remblai est à déterminer en fonction du diamètre de la cavité, de la géogrille mise en œuvre et de l'intensité du trafic ;
- l'utilisation de deux nappes de géogrilles dans une couche de grave concassée permet également le transfert de charges vers le bord de la cavité. La structure a alors une bonne capacité de résistance grâce à l'imbrication des granulats dans les ouvertures des géogrilles.

Dans le cadre de la validation de l'instrumentation par fibre optique Géodéfect® (mesure de déformation du géosynthétique) produite par TenCate, des essais en vraie grandeur comprenant la simulation de cavités de 30 m de long pour 2,5 m de large ont été effectués sur un chantier expérimental (Briançon et al., 2004) au LRPC (Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées) de Nancy. Deux zones rectangulaires de 2 m par 1 m ont ainsi été réservées à l'enfouissement de coussins de désincarcération gonflés, sur lesquels un renforcement géotextile de résistance en traction 125 kN/m équipé de fibres optiques et réseaux de Bragg est mis en place. Un remblai en grave 20/40 mm d'épaisseur de 0,5 m est ensuite mis en place sur le géosynthétique. Lors des expérimentations, le dégonflement des ballons aboutissant à la formation de la cavité n'a pas pu être complètement effectué.

Les principales mesures ont été obtenues après réalisation d'une excavation latérale et dégagement des ballons partiellement dégonflés. Cette excavation a donné lieu à l'observation de la déflexion en membrane du renforcement géosynthétique, ainsi qu'à des mesures de déformation par fibre optique. Des déformations en ancrage ont été mesurées, soulignant l'existence d'une longueur d'ancrage nécessaire à la diminution par frottement des efforts de tension de la nappe géosynthétique. Ces résultats ont permis d'enrichir de manière significative la méthode de dimensionnement analytique développée dans le cadre du projet R.A.F.A.E.L. en prenant en considération les déplacements et la mise en tension progressive de la nappe dans les zones d'ancrage.

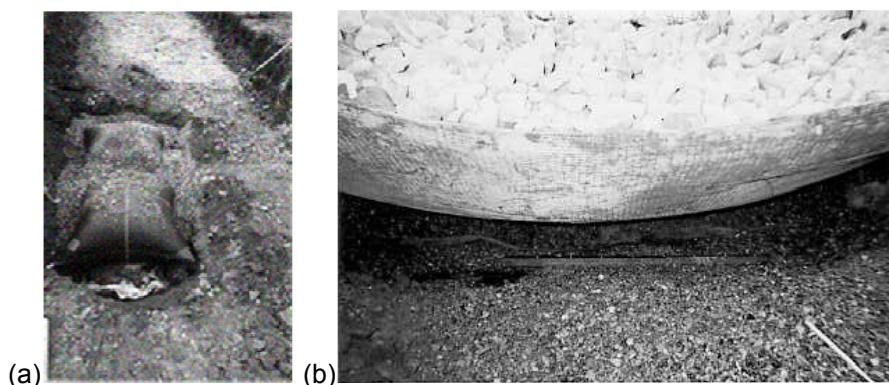


Figure 2-13 : Mise en place des ballons de désincarcération (a) et vue après excavation et extraction des ballons de la déformée du renforcement (b) (Briançon et al., 2004)

D'un point de vue pratique, ces expérimentations ont également permis de mettre en évidence un léger glissement de la fibre optique le long du géotextile. La déformation est ainsi moyennée, et la mesure donnée par la fibre optique diffère légèrement de la déformation locale du géotextile. De cette manière, la fibre n'est pas sollicitée d'une manière trop importante et ne se rompt pas.

Ce plot expérimental a servi de justification partielle à une application des géosynthétiques pour le chantier d'une ligne à grande vitesse en Afrique du Sud (Jaros et al., 2009). L'objectif n'est donc pas de comprendre les mécanismes de report de charge, mais de valider la solution géosynthétique pour ce chantier. Afin d'éviter toute controverse quand à un possible effet d'échelle, et pour convaincre les responsables du projet, le modèle réalisé est de relativement grande taille : 5 m de hauteur, 9 m en largeur et en longueur. Le plot est délimité latéralement par des blocs en béton, entre lesquels des couches de sable de 0,5 m d'épaisseur sont mises en place.

L'originalité de cet essai vient du nombre de nappes de renforcement utilisées, qui forme un composite de taille relativement importante. Les sept premières couches sont mises en place sur un géotextile non tissé en polyester de type A0. Ces nappes ont une tension ultime de 6 kN/m (pour une élongation comprise entre 40 et 60%), ce qui correspond à 5 % de la traction ultime du renforcement réellement mis en place sur le chantier. Les résultats expérimentaux sont essentiellement qualitatifs et permettent de vérifier la stabilité de la structure renforcée lors de la formation de la cavité. Ils sont complétés par une étude numérique effectuée sous Plaxis afin de déterminer un optimum de résistance en traction, de raideur et d'espacement optimal des nappes de renforcement au droit d'une cavité.

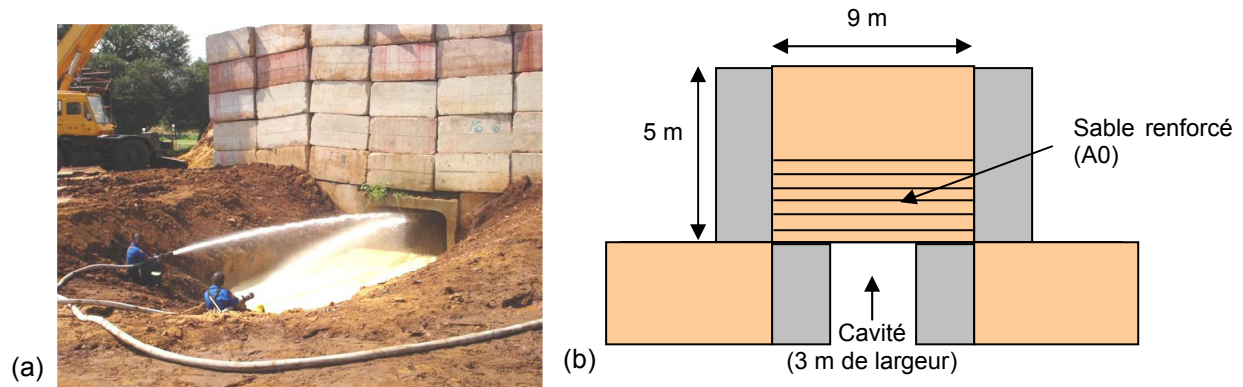


Figure 2-14 : Création de la cavité par dispersion à la lance incendie des matériaux sous le remblai expérimental (a) et vue en coupe (b) (d'après Jaros et al., 2009)

2.3.2 Expérimentations sur le thème des inclusions rigides

Différents travaux expérimentaux récents ont permis de préciser le comportement des inclusions rigides et d'élaborer des recommandations au sujet de leur dimensionnement et de leur mise en œuvre.

2.3.2.1 Expérimentations en vraie grandeur

La littérature fait état de diverses expérimentations en vraie grandeur ayant eu lieu depuis 2005. On cite ainsi la route de Kyoto (Van Eekelen et al., 2007), les travaux de B. Le Hello dans le cadre de sa thèse (Le Hello, 2007) et les expérimentations du projet national ASIRI (PN ASIRI, 2012).

▪ The Kyoto Road (Giessenburg, Hollande, 2007)

L'objectif de l'étude de S. Van Eekelen est de construire une route secondaire dans des terrains mous répondant à trois critères : un massif de fondation rendant la route aussi économique qu'une route traditionnelle, l'utilisation de déchets et matériaux renouvelables, et la limitation des tassements de surface. Des inclusions en bois de 10 m de long surmontées d'un bloc béton puis d'un remblai renforcé d'un géosynthétique sont ainsi instrumentées par des cellules de pression totale et dimensionnées dans le sens des recommandations EBGeo (paragraphe 2.4.6.2) et de la révision de la norme anglaise BS8006 (paragraphe 2.4.6.1).

Les principales conclusions sont que le sol support entre les inclusions reprend plus de la moitié des efforts, que le transfert de charges augmente dans le temps, et qu'un assèchement des terrains mène à des reports de charge plus importants sur les inclusions rigides. Enfin, les valeurs expérimentales de charge sur les inclusions rigides sont voisines des résultats de la méthode de calcul tridimensionnelle proposée.

▪ Travaux de B. Le Hello (Kuala Lumpur, Malaisie, 2007)

L'originalité de ces travaux par rapport aux autres expérimentations citées vient en partie de l'utilisation de techniques et matériaux d'Asie du Sud-Est. Ainsi, l'agencement du réseau d'inclusions d'1 m de long en quinconce, le sable limoneux utilisé en remblai et l'absence de matelas granulaire diffèrent des méthodes européennes. L'objectif est d'étudier l'effet membrane et les reports de charge sur la nappe géosynthétique dans le cas particulier où le sol sous-jacent n'influence pas le comportement du renforcement géosynthétique. Ainsi, après mise en place, le sol support est retiré par une trappe positionnée sur le côté du plot expérimental. Ces expérimentations à échelle 1 ne reproduisent donc pas exactement les conditions expérimentales d'essais en vraie grandeur.

Des inclusions rigides métalliques de 0,205 m de diamètre surmontées d'un géosynthétique sont mises en place dans une cuve en béton et acier avec une instrumentation spécifique. Différents matériaux de remblai, hauteurs de remblais et renforcements géosynthétiques (Rock PEC 75, TS60 non tissé (2 nappes croisées), micro grilles MG100) sont testés. Pour certains essais, une surcharge de remblai additionnelle a été appliquée et des essais de traficabilité ont été effectués. L'instrumentation mise en place permet de mesurer la flèche (LVDT – Linear variable Differential Transformer) et les déformations (jauges de déformation) des renforcements, ainsi que les reports de charge (capteurs de force et de pression).

Ces expérimentations mettent en évidence le comportement en membrane du géosynthétique et les reports de charge au sein du remblai. L'existence d'une raideur minimale en-deçà de laquelle le renforcement géosynthétique n'assure plus la sécurité de l'ouvrage est également montrée. Par ailleurs il a été constaté que l'influence d'une surcharge de remblai additionnelle sur le déplacement vertical du renforcement géosynthétique est moindre par rapport à celle du remblai initial. En effet lors de la mise en place du remblai initial le géosynthétique se déforme fortement par effet membrane, la nappe étant alors idéalement positionnée pour s'opposer immédiatement à la surcharge de remblai supplémentaire. Ce mécanisme de reprise immédiate des efforts additionnels est également constaté lors des essais de traficabilité.

Par ailleurs la hauteur de remblai n'a eu, dans la gamme testée, que peu d'influence sur les reports de charge vers les inclusions, qui est de l'ordre de 40 % de la charge totale appliquée sur le géosynthétique. Les charges restantes ont été reportées vers les bords de la cuve. Lors des essais de surcharge, il a de plus été constaté que l'augmentation de l'effort transmis sur les inclusions correspondait à la valeur de la surcharge appliquée. Enfin, il a été montré que les mécanismes de report de charge sont liés à la déformabilité du remblai et à sa sollicitation (par remblaiement sus-jacent ou par excavation sous-jacente).

- Travaux d'Almeida et al. (2007)

Almeida et al. (2007) instrumentent un remblai renforcé par une géogridle biaxiale sur inclusions rigides coiffées de dalles, et comparent les résultats de tassements et de déformation de la géogridle aux grandeurs publiées dans la littérature. Un point original de cette expérimentation est la disposition des plots expérimentaux : un plot est tridimensionnel, les inclusions rigides étant disposées selon un maillage carré, alors que deux plots sont bidimensionnels, une seule dalle coiffant une file d'inclusions. L'instrumentation mise en œuvre comprend des plaques de tassement et des jauges de déformations, afin d'évaluer les tassements et déformations de la géogridle posée sur les dalles coiffant les inclusions rigides.

Les mesures permettent de conclure sur la répétabilité des mesures de tassement entre capteurs positionnés de manière semblable. De plus, le tassement de la base du remblai au centre de la maille d'inclusions est égal au double de la valeur de tassement entre deux inclusions voisines. Les comparaisons effectuées entre plots comprenant une excavation et plots sans excavation ont également permis de mettre en évidence l'influence de la réaction du sol support sur les tassements. Par ailleurs, les tassements et la hauteur de remblai étant normalisés par la demi-longueur entre dalles d'inclusions voisines, il est observé que la courbe des tassements normalisés en fonction de la hauteur de remblai normalisé est homogène sur les différents plots expérimentaux. Enfin, les mesures de déformation permettent de préciser la localisation des déformations maximales de la grille au droit des inclusions.

- Expérimentation de Liu et al. (2007)

L'étude de cas de remblai renforcé par géosynthétique sur inclusions rigides de Liu et al. (2007) intervient dans une zone où l'amélioration de sol comprend un faible ratio. Un remblai de 5,6 m de haut est mis en place sur un réseau d'inclusions annulaires emplies de sol de maillage carré de 3 m de côté. L'instrumentation mise en place permet la mesure des reports de charge sur les inclusions et le sol environnant (cellules de pression totale), des tassements en base du remblai ou jusqu'à 24 m sous le remblai (capteurs de tassement), les pressions d'eau interstitielles et niveaux d'eau (piézomètres), et les mouvements du sol sous le remblai (inclinomètre).

Les mesures ont montré un tassement des inclusions, lié au tassement des sols localisés sous la pointe de ces inclusions. D'autre part, des tassements différentiels peu élevés ont été relevés en base du remblai entre la tête de l'inclusion et la zone entre inclusions, ce qui suggère que la géogridle est très peu mobilisée. L'apport du renforcement par inclusions et géosynthétique est néanmoins estimé par une multiplication par trois de la capacité portante du sol en place. Par ailleurs, un report de charge est observé dans le remblai, seuls 30 à 60% de la surcharge appliquée étant reportée sur le sol entre les inclusions rigides, soit un report de charge de 40 à 70% vers les inclusions.

- Plots expérimentaux du PN ASIRI (2012)

Deux expérimentations en vraie grandeur ont été menées dans le cadre du projet national ASIRI, on s'intéresse ici à celle réalisées à Chelles (France) car mettant en œuvre des renforcements géosynthétiques. Les différents plots expérimentaux mis en œuvre sur chantier réel comprennent un remblai de 5 m de haut sur un plot de référence non renforcé, et trois plots avec inclusions rigides de 0,38 m de diamètre disposées selon un maillage carré de 2 m de côté. Sur ces trois plots renforcés, un ne comprend pas de matelas de transfert de charge, et les deux derniers comprennent un matelas de transfert renforcé soit par une nappe géotextile, soit par deux géogridles superposées.

L'instrumentation mise en place comprend la mesure de contraintes verticales et horizontales, de pressions interstitielles, de tassements et de déformation des nappes géosynthétiques.

Compte tenu de la faible compressibilité des sols du site expérimental, ces expérimentations n'ont pas permis de différencier clairement l'apport d'un géosynthétique en termes de transferts de charges, ni de différencier l'effet apporté par une nappe géotextile ou deux géogrilles superposées. Les plots expérimentaux avec plateforme de transfert de charge ont néanmoins présenté une meilleure efficacité en termes de reports de charge et de réduction du tassement comparativement au plot sans plateforme de transfert de charge. Par ailleurs, il a été observé que le géotextile est peu sollicité lors du compactage de la plateforme, alors que la géogrille a été mise en traction. Les géosynthétiques se déforment en membrane à la mise en œuvre du remblai, les déformations maximales survenant dans une zone localisée autour des inclusions rigides (Briançon et Simon, 2012).

- Synthèse

Les différentes expérimentations en vraie grandeur présentées dans ce paragraphe testent un remblai renforcé par géosynthétique sur un réseau d'inclusions rigides avec ou sans matelas de transfert de charges. Ces expérimentations sont généralement conçues de manière à estimer les tassements en base de remblai ou de la géogrille, les reports de charge vers les inclusions, ainsi que les déformations des géogrilles. Les expérimentations présentées dans ce paragraphe ne consistent en aucun cas en une liste exhaustive des travaux existants, et on citera encore pour exemple le cas des expérimentations effectuées dans le cadre de la thèse de Sloan J. (2011).

Les résultats sont variés. Il a ainsi été observé que les phénomènes de transfert de charges, en trois dimensions, durent dans le temps et dépendent des variations de la nappe phréatique. Il est également montré que le géosynthétique doit disposer d'une raideur minimale afin de jouer un rôle et de se déformer en membrane. De plus, il est observé à plusieurs reprises que les déformations du géosynthétique sont localisées au droit des inclusions rigides. Par ailleurs, il a été observé qu'il est possible d'utiliser les tassements normalisés afin de comparer les évolutions des tassements en base de remblai sur différentes configurations expérimentales.

Il reste néanmoins peu aisé de mesurer la déflexion de la géogrille de renforcement au sein du remblai, ou de suivre l'évolution de ses déplacements verticaux au cours de la construction du remblai. De plus, les jauges de déformation utilisées pour estimer les déformations du renforcement géosynthétique sont relativement intrusives par rapport aux capteurs par fibres optiques, qui doivent eux-mêmes être utilisés en cohérence avec le comportement du géosynthétique. Les fibres optiques doivent ainsi être insérées dans le sens des câbles de renforcement du géosynthétique.

D'autre part, les mesures de déformations par fibres optiques et réseaux de Bragg restent conditionnées par le positionnement à intervalle fixe des réseaux de Bragg sur la fibre. Bien qu'il ait été constaté que les déformations principales de la géogrilles sont localisées au droit des inclusions, les réseaux de Bragg à cet endroit ne sont pas plus rapprochés.

Enfin, l'apport du renforcement géosynthétique au sein de la plateforme de transfert de charges reste difficilement quantifiable.

2.3.2.2 *Expérimentations en laboratoire*

Les expérimentations réalisées en laboratoire sur la thématique des remblais renforcés par géosynthétiques sur inclusions rigides comprennent des modèles réduits réalisés en cuves ou testés à la centrifugeuse.

- Modèle réduit de S. van Eekelen et al. (2012a)

Van Eekelen et al. (2012a) ont réalisé une série d'essais de laboratoire sur un modèle de remblai sur inclusions rigides comprenant quatre inclusions au sein d'une cuve (Figure 2-15). Les inclusions sont surmontées d'un matelas de transfert de charge de 0,42 m d'épaisseur renforcé par deux géosynthétiques superposés. L'originalité de l'expérimentation repose sur le mode de prise en considération des caractéristiques du sol compressible, représenté par une membrane hydraulique. Cette membrane est équipée d'un robinet permettant de modéliser le drainage du sol compressible en cours de test et son processus de consolidation. On notera qu'avec ce dispositif, la réaction du sol compressible est supposée uniforme sur la totalité de la maille d'inclusions rigides. En tête du matelas de transfert de charge, une seconde membrane hydraulique permet d'appliquer une surcharge uniformément répartie.

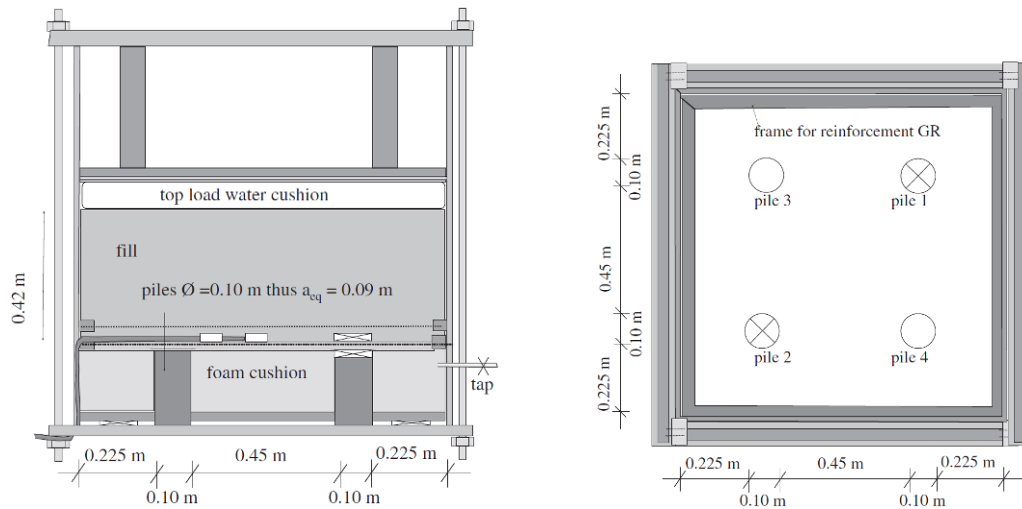


Figure 2-15 : Dispositif expérimental (Van Eekelen et al., 2012a)

L'instrumentation utilisée permet d'effectuer des mesures de pression totale dans le matelas de transfert de charges au droit des inclusions rigides, des mesures de tassement réparties au sein du matelas de transfert de charge sur deux niveaux et en différentes positions de la maille, et des mesures de déformation du géosynthétique par l'intermédiaire d'un système utilisant des jauges de déformation ou des câbles. Les pressions des membranes hydrauliques sont également relevées, permettant ainsi de contrôler les caractéristiques du sol compressible modélisé et la valeur de la surcharge. Lors des essais, différents matériaux de remblai sont testés, ainsi que différents renforcements géosynthétiques (dont la raideur, le nombre et/ou l'agencement varient).

Parmi leurs observations, les auteurs notent la présence d'un transfert de charge vers les inclusions rigides avec la consolidation du sol compressible, ainsi qu'une augmentation des déformations du géosynthétique dans des bandes reliant les inclusions rigides voisines. Les résultats comprennent néanmoins des éléments surprenants. Ainsi, le fait de doubler la raideur du géosynthétique testé n'influence pas ou très peu la déflexion du géosynthétique ou la valeur des efforts directement reportés vers des inclusions rigides.

Enfin, un calcul analytique des déformations à partir d'une bande de géosynthétique supportant une charge non uniforme de géométrie triangulaire inversée est comparé aux mesures expérimentales. Le calcul confirme la bonne adéquation d'une telle distribution de contrainte sur la bande géosynthétique reliant deux inclusions voisines. Les auteurs poursuivent leurs travaux dans cette optique pour aboutir à une méthode de dimensionnement du renforcement géosynthétique (Van Eekelen et al., 2012b) présentée au paragraphe 2.4.6.3.

- **Modèle réduit du laboratoire 3SR (Houda et al., 2013)**

Le dispositif à l'échelle 1/10^e du laboratoire 3SR (Houda et al., 2013) est constitué d'une cuve comprenant 16 inclusions rigides (Figure 2-16). Le sol compressible déposé entre les inclusions est représenté par un mélange de sable et de billes de polystyrène. Une plateforme de transfert de charge granulaire renforcée est alors mise en place, surmontée par un remblai de caractéristiques mécaniques moindres. Ce modèle de laboratoire a pour intérêt de tester le comportement de géosynthétiques de renforcement au sein de la plateforme de transfert de charges, ainsi que la possibilité d'appliquer une surcharge additionnelle de manière monotone ou cyclique par une membrane sous pression hydraulique.

L'instrumentation comprend des capteurs de force et déplacement devant permettre d'estimer les reports de charge et les tassements.

Les auteurs comparent les résultats d'essais avec deux géosynthétiques différents sous chargement monotone et cyclique, ainsi que les résultats d'essais sans renforcement géosynthétique. Leurs principales conclusions sont que le rôle du renforcement géosynthétique reste mineur lors de la mise en place du remblai, mais devient prépondérant pour de fortes valeurs de pression appliquées en surface. Durant le chargement cyclique, le géosynthétique contribue à la stabilisation de la structure en augmentant les reports de charge vers les inclusions rigides. Au cours des cycles, l'efficacité des reports de charge est donc améliorée, et les tassements dans le massif sont réduits.

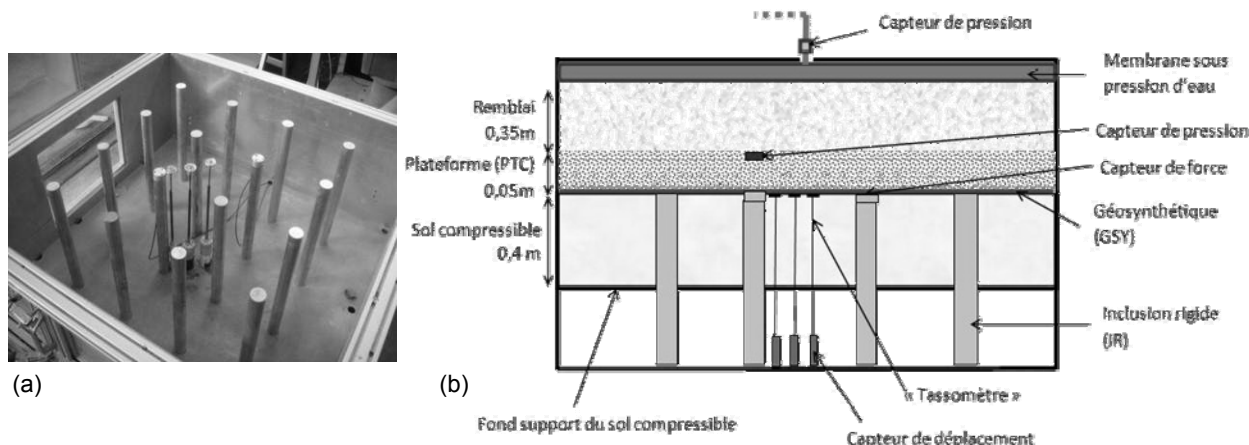


Figure 2-16 : Photographie (a) et schéma (b) du dispositif expérimental à l'échelle 1/10^e du laboratoire 3SR (Houda et al., 2012)

Comme précédemment, il n'a pas été possible de différencier précisément les apports de l'un ou l'autre des géosynthétiques testés, la raideur du renforcement ne semblant pas avoir d'influence notable sur les tassements de surface ou les efforts reportés vers les inclusions rigides.

▪ Expérimentations à la centrifugeuse (Blanc et al., 2013)

Ces expérimentations s'inscrivent dans la lignée du projet national ASIRI (Amélioration des Sols par Inclusions Rigides verticales), qui a notamment abouti à la rédaction de recommandations pour le dimensionnement des inclusions rigides. Toutes les questions au sujet du dimensionnement des géosynthétiques sur inclusions rigides n'ayant pas trouvé de réponse, les auteurs cherchent à approfondir le sujet en s'intéressant au rôle d'un renforcement géosynthétique installé dans un matelas de transfert de charges. L'influence sur l'efficacité des reports de charge et la diminution des tassements est observée.

Le dispositif expérimental est constitué d'un plateau mobile testé en centrifugeuse, équipé d'inclusions rigides, sur lesquelles un matelas de transfert de charges granulaire renforcé par un géosynthétique est mis en place (Figure 2-17). Une surcharge est appliquée à l'aide d'un réservoir d'eau, et le tassement du sol compressible est modélisé par la descente d'une plaque rigide horizontale entre les inclusions.

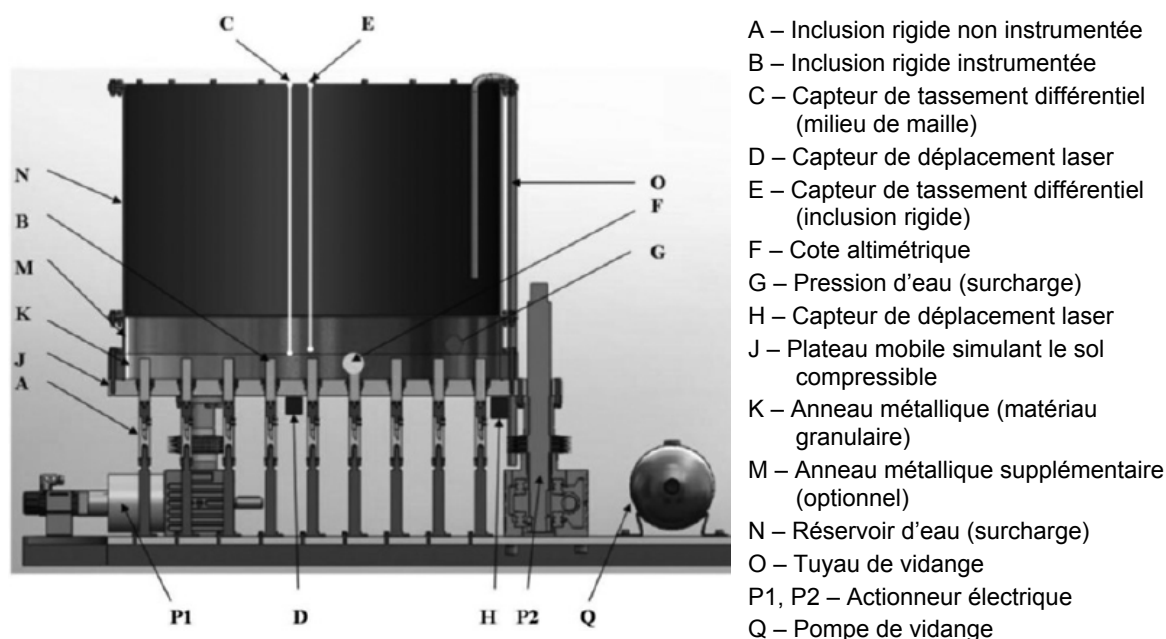


Figure 2-17 : Plateau mobile (Blanc et al., 2013)

L'instrumentation mise en œuvre permet de mesurer les efforts et tassements au sein du dispositif, ainsi que de mesurer la surcharge appliquée. Au final, les auteurs montrent que l'emploi d'un

géosynthétique, en plus de bénéficier de l'effet membrane, permet d'améliorer les reports de charge vers les inclusions rigides. Le dispositif expérimental, contrôlé par le déplacement d'une plaque mobile simulant le sol compressible, ne permet pas d'observer directement une amélioration des tassements. Comme l'amélioration des reports de charge vers les inclusions rigides décharge le sol compressible, qui doit donc moins tasser, les auteurs parlent d'une amélioration indirecte des tassements. Différentes valeurs de pré-tension du renforcement ont été testées : sans pré-tension, ou des pré-tensions de l'ordre de 0,2 ou 1 % de la résistance en traction du renforcement. Les résultats de tassement différentiel et d'efficacité des reports de charge ne semblent pas influencés par ces valeurs de pré-tension, qui devraient pourtant se traduire par un accroissement de la contribution du renforcement géosynthétique.

2.4 Comportements spécifiques aux ouvrages en sol renforcé et méthodes de dimensionnement

Les ouvrages en sol renforcé par géosynthétique sont des structures composites complexes dont le comportement global est tributaire des mécanismes d'interaction qui se développent au sein du matériau granulaire et aux interfaces sol/renforcement.

Les géosynthétiques utilisés pour le renforcement des ouvrages géotechniques sont le plus souvent des éléments de faible épaisseur, de résistance en flexion faible, qui peuvent être mis en tension soit directement par des efforts tangentiels, soit indirectement par effet membrane lorsque les sollicitations sont perpendiculaires au renforcement. Dans le cas des renforcements sur cavité, ces deux modes de sollicitation sont concomitants. En effet, après effondrement, le renforcement se déforme en membrane sous l'effet des charges de remblai qui lui sont appliquées. Le géosynthétique s'incurve et se met en tension. L'effort de traction est alors redirigé vers la zone d'ancrage où il est dissipé par frottements. Dans le cas des géogrilles, l'interaction entre le sol et le renforcement est caractérisée par un phénomène d'imbrication des granulats du remblai dans les mailles du renforcement.

Dans le sol, des mécanismes d'interaction complexes se développent suite aux mouvements relatifs qui se produisent lors de la formation de la cavité ou lors des tassements différentiels du sol compressible. Les méthodes de dimensionnement analytiques actuelles de géosynthétiques en renforcement de remblais sur cavités potentielles ou sur inclusions rigides tiennent compte à des degrés de complexité divers de ces mécanismes d'interaction.

Les paragraphes ci-dessous présentent brièvement les principaux développements analytiques qui ont été proposés pour décrire le comportement en membrane des géosynthétiques et les mécanismes de transfert de charge au sein des remblais granulaires. Pour plus de détails, le lecteur pourra se reporter aux guides techniques et recommandations en vigueur ou aux travaux de thèse de Bastien Le Hello (2007) ou de Bastien Chevalier (2008).

2.4.1 Comportement en membrane de la nappe géosynthétique

Les formulations analytiques existantes de l'effet membrane ont été établies dans des cas simples, correspondant à des problèmes plans et des chargements uniformes (charges verticales ou perpendiculaires à la nappe déformée) (Delmas, 1979).

2.4.1.1 *Nappe géosynthétique sollicitée par une charge verticale uniforme*

Les équations caractéristiques de l'effet membrane ont été obtenues en considérant une nappe horizontale de largeur unité fixée à ses deux extrémités, chargée verticalement et uniformément. La nappe géosynthétique ne comprend qu'une direction de renforcement, et le problème étudié est bidimensionnel. Le bilan des efforts sur un segment de nappe géosynthétique (Figure 2-18) est effectué en négligeant la réaction du sol sous la nappe (cas d'une cavité sous-jacente).

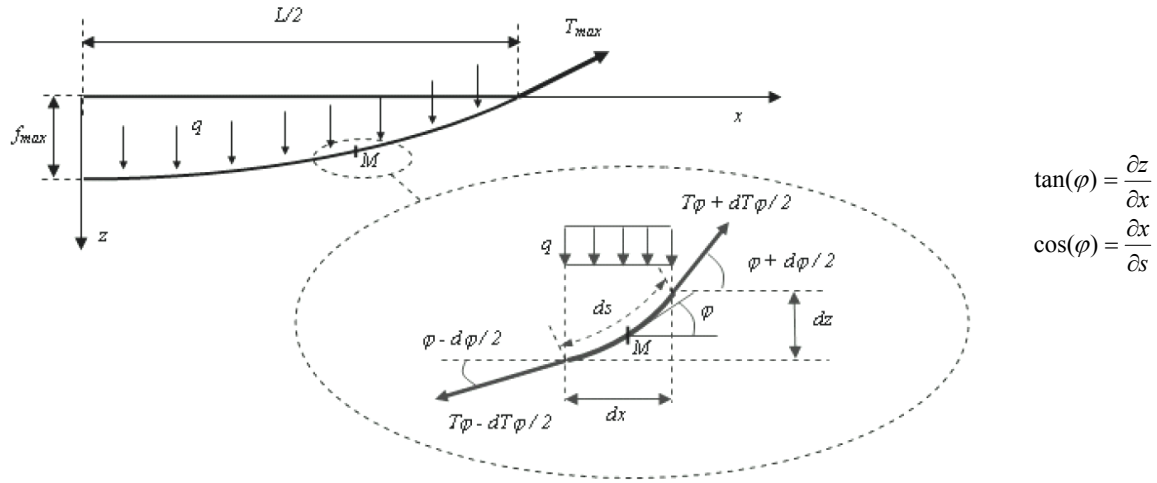


Figure 2-18 : Equilibre d'un tronçon élémentaire de longueur curviligne ds sollicité par une répartition uniforme des contraintes verticales (Le Hello, 2007)

On note :

- L la largeur de la cavité (m) ;
- q la charge répartie uniforme sur le géosynthétique (N/m²) ;
- φ l'angle caractérisant l'orientation du géosynthétique (rad) ;
- T_φ la tension dans le géosynthétique par unité de largeur en un point M (N/m) ;
- f_{\max} la flèche maximale du renforcement au centre de la cavité (m) ;
- T_{\max} la tension maximale par unité de largeur, en bord de cavité (N/m).

L'équilibre des efforts horizontaux et verticaux agissant sur un tronçon de nappe élémentaire de longueur curviligne déformée ds conduit à l'expression suivante de la déformée $z(x)$ de la nappe géosynthétique :

$$z(x) = \frac{qL^2}{8T_0} - \frac{qx^2}{2T_0} \quad \text{Eq. 2-4}$$

Dans cette expression, T_0 est la valeur de tension horizontale dans le renforcement géosynthétique qui, d'après l'équilibre des efforts horizontaux, est constante en tous points de la nappe. La géométrie de la nappe est parabolique et le déplacement vertical maximum a pour expression :

$$f_{\max} = \frac{qL^2}{8T_0} \quad \text{Eq. 2-5}$$

La tension maximale, localisée aux points d'ancrages de la nappe ($x = \pm L/2$), a T_0 pour composante horizontale et $qL/2$ pour composante verticale. Utilisant l'expression de la flèche maximale du géosynthétique donnée en équation [2-5], la tension maximale dans le renforcement géosynthétique s'exprime par :

$$T_{\max}^2 = T_0^2 + \left(\frac{qL}{2} \right)^2 \quad \text{Eq. 2-6}$$

$$\text{soit en utilisant l'équation [2-5] : } T_{\max} = \frac{qL^2}{8f_{\max}} \sqrt{1 + \frac{16f_{\max}^2}{L^2}} \quad \text{Eq. 2-7}$$

Afin de déterminer complètement le déplacement vertical maximal f_{\max} et la tension maximale T_{\max} du géosynthétique, on introduit la loi de comportement du renforcement (supposée élastique linéaire). En chaque point M de la nappe, la tension T_φ et la déformation ε_φ sont liées par la relation:

$$T_\varphi = J \cdot \varepsilon_\varphi \quad \text{Eq. 2-8}$$

Dans cette équation, J est le module de rigidité de la nappe géosynthétique exprimé en N/m. Il reste alors à calculer la tension horizontale du renforcement géosynthétique T_0 . Pour ce faire, on résout un

système d'équations obtenu en calculant l'augmentation de longueur du géosynthétique de deux manières différentes :

- par différence entre la longueur déformée et la longueur initiale ;
- par sommation des déformations définies en chaque point de la nappe.

Il convient donc de résoudre le problème suivant :

$$\int_{x=0}^{x=L/2} \partial s - \frac{L}{2} = \int_{x=0}^{x=L/2} \varepsilon_{\phi} \partial s \quad \text{Eq. 2-9}$$

La résolution permet d'obtenir la constante T_0 , de laquelle dépendent la flèche f_{\max} (équation [2-5]) et la tension maximale T_{\max} (équation [2-7]) du renforcement.

Giroud (1995, 1996) propose une approximation du calcul de la déformation moyenne du géosynthétique sur la base de l'équation :

$$\varepsilon = \frac{\int_{x=0}^{x=L/2} \partial s - \frac{L}{2}}{\int_{x=0}^{x=L/2} \partial s} = \frac{8}{3} \left(\frac{f_{\max}}{L} \right)^2 \quad \text{Eq. 2-10}$$

La déformation moyenne et la tension maximale dans le géosynthétique sont alors obtenues en résolvant l'équation suivante (Giroud, 1995, 1996) :

$$T_{\max} = \frac{qL}{2} \sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon}} = J\varepsilon \quad (\text{d'après les équations [2-7] et [2-10]}) \quad \text{Eq. 2-11}$$

2.4.1.2 Nappe géosynthétique sollicitée par une charge normale uniforme

L'équilibre d'un élément de nappe géosynthétique sollicité par une contrainte normale uniforme (Figure 2-19) conduit à une déformée de la nappe circulaire. Le rayon de courbure ρ de la nappe géosynthétique s'exprime alors en fonction du déplacement vertical maximal du géosynthétique :

$$\rho = \frac{L}{4} \left(\frac{2f_{\max}}{L} + \frac{L}{2f_{\max}} \right) \quad \text{Eq. 2-12}$$

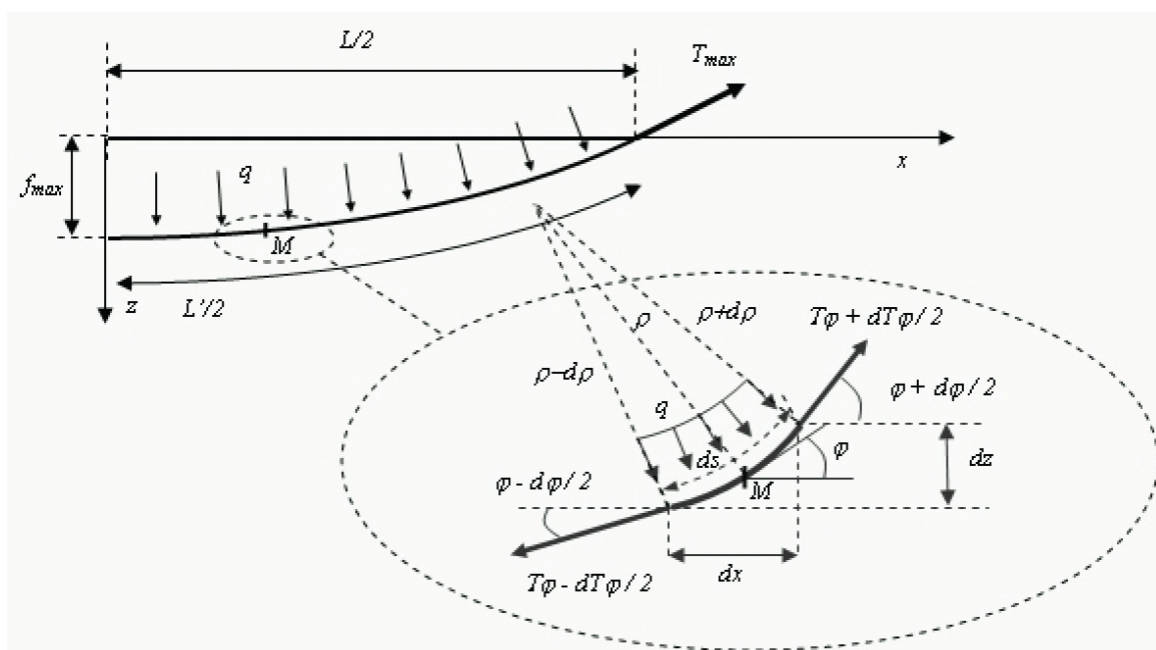


Figure 2-19 : Equilibre d'un tronçon élémentaire de longueur curviligne ds sollicité par une répartition uniforme des contraintes normales (Le Hello, 2007)

Considérant une loi de comportement linéaire du renforcement géosynthétique (équation [2-8]), l'équilibre des efforts normaux permet d'obtenir la tension T_ϕ et la déformation ε_ϕ qui sont constantes en tout point du renforcement :

$$T_\phi = q\rho \quad \text{Eq. 2-13}$$

$$\varepsilon_\phi = \frac{2\rho}{L} \arcsin\left(\frac{L}{2\rho}\right) - 1 \quad \text{Eq. 2-14}$$

La valeur du rayon de courbure ρ est calculée en résolvant l'équation [2-15], définie à partir de la loi de comportement (équation [2-8]) et des équations [2-13] et [2-14] :

$$q\rho = J\left(\frac{2\rho}{L} \arcsin\left(\frac{L}{2\rho}\right) - 1\right) \quad \text{Eq. 1-15}$$

Une fois la valeur du rayon de courbure ρ obtenue, on en déduit le déplacement maximal du géosynthétique f_{\max} (équation [2-12]) ainsi que sa tension et sa déformation (équations [2-13] et [2-14]).

Giroud et al. (1988, 1990) proposent des formules analogues en introduisant le facteur adimensionnel Ω :

$$\Omega = \frac{1}{4} \left(\frac{2f_{\max}}{L} + \frac{L}{2f_{\max}} \right)$$

Ainsi, la déformation et la tension sont définies par :

$$\begin{aligned} \varepsilon &= 2.\Omega.\arcsin\left(\frac{1}{2\Omega}\right) - 1 \quad \text{pour } \frac{f_{\max}}{L} \leq 0,5 \\ \varepsilon &= 2.\Omega.\left(\pi - \arcsin\left(\frac{1}{2\Omega}\right)\right) - 1 \quad \text{pour } \frac{f_{\max}}{L} \geq 0,5 \end{aligned} \quad \text{Eq. 2-13}$$

$$T = q.L.\Omega = J.\varepsilon \quad \text{Eq. 2-14}$$

2.4.2 Mécanismes de report de charge au sein d'un remblai granulaire

Les problématiques de renforcements géotextiles sur inclusions rigides ou dans un remblai sur cavités potentielles soulèvent la question des transferts de charge au sein du remblai et de la contrainte s'exerçant effectivement sur la nappe. Différents auteurs ont travaillé sur la problématique des transferts de charge dans des matériaux granulaires à partir de l'essai de la trappe : Terzaghi (1943), Vardoulakis et al. (1981). D'autres auteurs ont travaillé sur des problématiques similaires adaptées au cas des silos, trémies ou conduites enterrées : Janssen (1895), Marston et Anderson (1913), Walker (1966), Walters (1973), et plus récemment les travaux de Handy (1985) sur l'effet voûte. Nous présentons ci-dessous les travaux les plus significatifs qui ont été développés pour étudier les mécanismes d'effet voûte qui restent malgré tout difficiles à quantifier.

2.4.2.1 Formulation de Terzaghi de l'effet voûte au droit d'une cavité ou d'une zone de sol décomprimée

Le cas d'une trappe placée sous un matériau granulaire est une configuration classique pour étudier les reports de charge. Lors de la descente de la trappe, deux zones de sol peuvent être différenciées : le sol situé au droit de la trappe, et celui situé dans les zones adjacentes. Le mouvement relatif de ces deux massifs de sol induit une résistance par cisaillement à leur interface (Figure 2-20), qui contre le mouvement descendant du sol de la zone mobile. Il en résulte une diminution de contrainte sur la trappe, et une augmentation de contrainte à la base des zones de sol adjacentes à la trappe. Ce transfert des efforts du sol instable vers le sol stable, est appelé effet voûte.

Le problème de la trappe comprend une solution analytique appliquée au cas de remblais granulaires qui a été généralisée par Terzaghi à partir des solutions de Janssen et de Marston (Terzaghi, 1943) pour déterminer la contrainte verticale agissant sur la trappe.

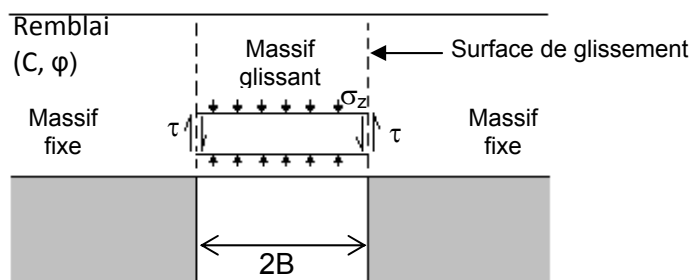


Figure 2-20 : Équilibre d'un volume de sol au droit d'une cavité (coupe sur tranchée ou cavité circulaire)

Terzaghi considère deux surfaces de glissement verticales localisées sur les bords de la cavité (Figure 2-20). Les contraintes tangentielles sont définies par le critère de Mohr-Coulomb, où C est la cohésion et φ l'angle de frottement du matériau de remblai :

$$\tau = C + \sigma \cdot \tan(\varphi) \quad \text{Eq. 2-15}$$

Faisant l'hypothèse que le rapport des contraintes horizontales σ_h et verticales σ_z est constant et égal à K, l'équilibre d'un volume élémentaire de sol situé au droit de la cavité à une profondeur z sous la surface, de largeur 2B, d'épaisseur dz et de masse volumique γ s'écrit :

$$2B\gamma dz = 2B\sigma_z(z + dz) - 2B\sigma_z(z) + 2Cdz + 2K\sigma_z(z) \cdot \tan \varphi \cdot dz \quad \text{Eq. 2-16}$$

Dans le cas d'une tranchée rectiligne, la résolution de cette équation aboutit à l'expression de la contrainte verticale agissant dans le remblai situé au-dessus de la cavité à une profondeur z :

$$\sigma_z(z) = \frac{B\left(\gamma - \frac{2c}{B}\right)}{2K \tan \varphi} \left(1 - e^{-K \tan \varphi \frac{2z}{B}}\right) + pe^{-K \tan \varphi \frac{2z}{B}} \quad \text{Eq. 2-17}$$

Dans le cas d'une cavité circulaire de diamètre D, la résolution de l'équation [2-16] aboutit à l'expression suivante :

$$\sigma_z(z) = \frac{D\left(\gamma - \frac{4c}{D}\right)}{4K \tan \varphi} \left(1 - e^{-K \tan \varphi \frac{4z}{D}}\right) + pe^{-K \tan \varphi \frac{4z}{D}} \quad \text{Eq. 2-18}$$

Dans cette équation, Terzaghi considère que le coefficient de pression des terres K correspond au coefficient de poussée K_a défini à partir de l'angle de frottement interne du matériau de remblai φ :

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad \text{Eq. 2-19}$$

D'autres valeurs du coefficient K ont été proposées dans la littérature et sont présentées dans les paragraphes suivants.

A partir de la formulation de Terzaghi, si l'on représente l'évolution de la contrainte verticale en base de remblai ($z = H$) en fonction de la hauteur de remblai, on constate qu'à partir d'une certaine hauteur du remblai, il n'y a plus d'évolution de la contrainte verticale à sa base (Figure 2-21). Ceci traduit le fait qu'à partir d'une certaine hauteur de remblai, une arche de sol s'est formée permettant de transférer les charges excédentaires (surcharge et poids du sol de remblai) vers les zones adjacentes. L'exemple présenté sur la Figure 2-21, correspond à un remblai de poids volumique 18 kN/m^3 , de cohésion nulle, d'angle de frottement 35° , sur une cavité de 2 m de diamètre.

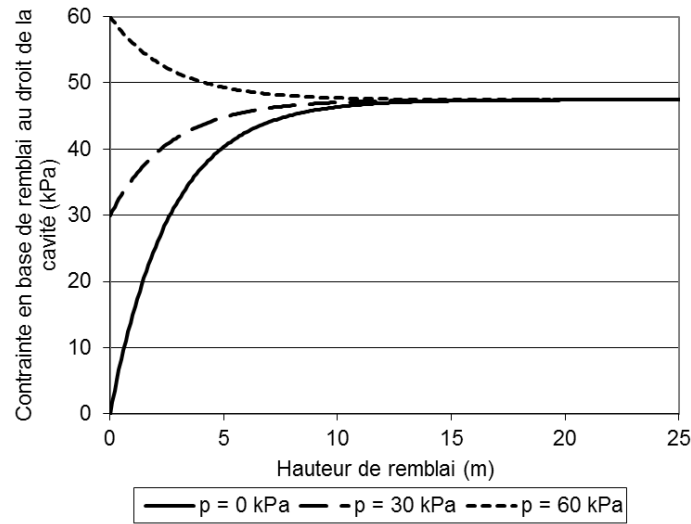


Figure 2-21 : Contrainte en base de remblai au droit d'une trappe ou cavité - Mise en évidence de la formation d'une voûte dans le remblai

2.4.2.2 Approche de Handy

L'approche de Terzaghi considère que le coefficient K est le rapport entre la contrainte horizontale et la contrainte verticale. Cette définition n'est exacte que dans le cas où les directions de contraintes principales coïncident avec le repère orthogonal usuel. Cette hypothèse est erronée dès lors que les contraintes se réorientent par effet voûte. Ainsi, Handy (1985) considère pour volume élémentaire une arche inversée dont l'état de contrainte dans le plan de Mohr est représenté en Figure 2-22.

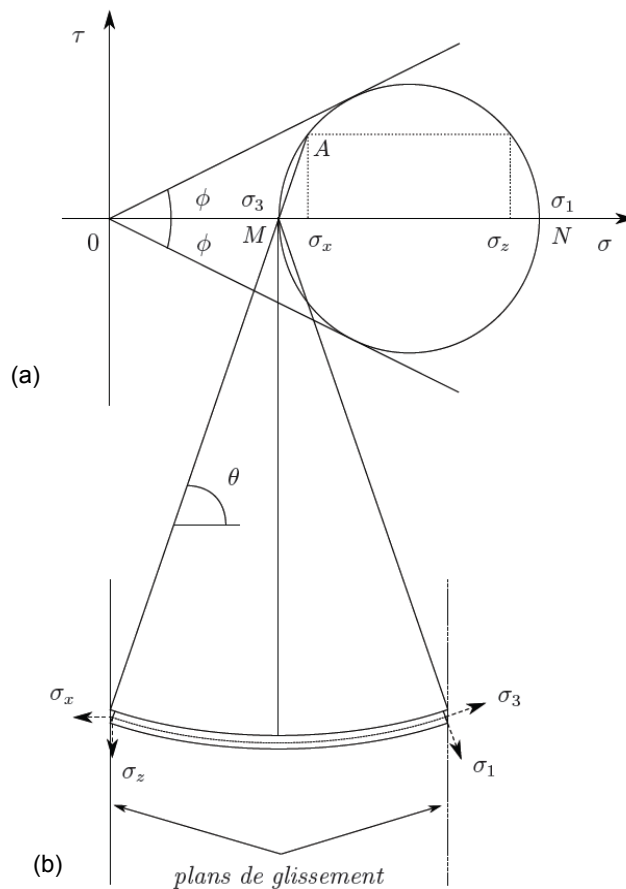


Figure 2-22 : Approche de Handy – Etat de contrainte (a) et volume élémentaire en forme d'arche inversée (b) entre les plans de glissement au sein du remblai

Les principes de résolution et hypothèses émises sont :

- La résolution est similaire à celle définie précédemment, l'état de contraintes au niveau du plan de glissement étant obtenu par une étude dans le plan de Mohr ;
- Les contraintes devant être constantes le long de l'arche inversée en équilibre, Handy émet l'hypothèse que cette arche inversée prend la forme d'une chaînette ;
- Le frottement est pleinement mobilisé au niveau des plans de glissement.

Au final, la résolution du système d'équations obtenu permet de définir le coefficient K de la manière suivante :

$$K = 1,06 \left(\cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) + K_a \cdot \sin^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \right) \quad \text{Eq. 1-20}$$

2.4.2.3 Approche de Vardoulakis

D'autres estimations du coefficient K existent, comme celle de Vardoulakis (Vardoulakis et al., 1981) considérant que les deux plans de glissement correspondent à des zones de localisation des déformations de cisaillement de part et d'autre de la trappe. Au sein de ces bandes de cisaillement, l'angle de frottement du matériau de remblai équivaut à son angle de frottement résiduel, ce qui constitue la principale différence entre les solutions de Terzaghi (1943) et de Vardoulakis et al. (1981). Le coefficient de pression des terres défini par Vardoulakis et al. correspond alors au rapport des contraintes horizontales et verticales :

$$K_v = \frac{1 - \sin(\varphi_c) \cdot \cos 2 \left(\frac{\pi}{2} + \beta \right)}{1 + \sin(\varphi_c) \cdot \cos 2 \left(\frac{\pi}{2} + \beta \right)} \quad \text{Eq. 2-21}$$

avec :

$$\beta = \lambda_e - \sqrt{\lambda_e^2 - \lambda^2} ; \lambda_e = \frac{\sin(\varphi_c)}{\tan(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi_c))} ; \lambda = \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2} \right) \quad \text{Eq. 2-22}$$

Deux hypothèses différentes peuvent être émises quant à la définition de l'angle de frottement critique (ou résiduel) φ_c en fonction de l'angle de frottement de calcul φ , aboutissant à deux définitions différentes de K_v :

- D'après Coulomb : $\varphi = \varphi_c$, donnant le coefficient de pression des terres K_{v1} ;
- D'après Roscoe : $\tan(\varphi) = \sin(\varphi_c)$, donnant le coefficient de pression des terres K_{v2} .

On note que l'hypothèse de Roscoe associée à la solution de Vardoulakis et al. permet d'obtenir la valeur $K_{v2} = 1$.

2.4.2.4 Approche de Marston et Anderson

A partir d'une certaine hauteur de remblai, le mécanisme de glissement décrit par la formulation de Terzaghi n'est plus valable. En effet, la colonne de sol de grande hauteur localisée au droit de la cavité ne glisse pas sur toute sa hauteur. Une autre formulation de l'effet voûte comprenant la notion de plan d'égal tassement est donc proposée par Marston et Anderson (1913). Ces auteurs s'intéressent à la contrainte verticale agissant sur un tube de diamètre L positionné sous une hauteur H de remblai (Figure 2-23).

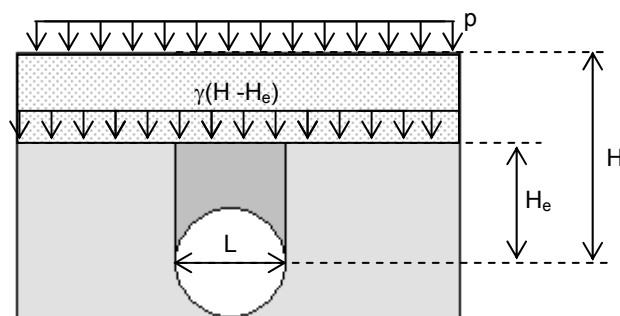


Figure 2-23 : Géométrie de l'étude de Marston et Anderson

Marston et Anderson définissent une hauteur H_e d'un plan horizontal dit « d'égal tassement », au-dessus duquel le sol tasse de manière uniforme au droit de la conduite et des zones adjacentes. Ainsi, dès que la hauteur H du remblai dépasse la hauteur H_e du plan d'égal tassement, la couche de sol d'épaisseur $H - H_e$ située au-dessus du plan d'égal tassement est considérée comme une surcharge. Une modification de l'équilibre de Terzaghi est alors proposée, tenant compte d'une surcharge totale $p + \gamma(H - H_e)$. La contrainte verticale au droit du tube enterré est alors :

$$Q = \frac{\gamma L}{2K \tan \varphi} (1 - e^{-2K \tan \varphi \frac{H_e}{L}}) + (p + \gamma(H - H_e)) e^{-2K \tan \varphi \frac{H_e}{L}} \quad \text{Eq. 2-23}$$

avec $K = K_a$ le coefficient de poussée des terres à l'état actif. Par ailleurs, dans le cas sans surcharge ($p = 0$), Marston et Anderson introduisent un coefficient C_d qui simplifie l'équation [2-23] comme suit :

$$Q = L \gamma C_d \quad \text{Eq. 2-24}$$

avec :

$$C_d = \frac{e^{\pm K \tan \varphi \frac{2H}{L}} - 1}{\pm 2K \tan \varphi} \quad \text{pour } H \leq H_e, \quad \text{et} \quad C_d = \frac{e^{\pm K \tan \varphi \frac{2H}{L}} - 1}{\pm 2K \tan \varphi} + \left(\frac{H}{L} - \frac{H_e}{L} \right) \quad \text{pour } H > H_e. \quad \text{Eq. 2-25}$$

Suite à des expérimentations, Terzaghi (1943) propose $H_e \approx 2,5L$.

2.4.2.5 Comparaison des différentes méthodes de transfert de charges

L'exemple décrit au Tableau 2-6 permet de comparer sur une application numérique concrète les différentes méthodes de calcul des transferts de charges présentées dans ce paragraphe. Pour chacune des méthodes, les contraintes verticales moyennes agissant en base du remblai sont calculées en fonction de la hauteur de remblai (Figure 2-24). Pour les formulations de Terzaghi (1943), Handy (1985), Vardoulakis et al. (1981), la contrainte moyenne tend vers une valeur limite, ce qui suppose la formation d'une voûte stable au sein du remblai. Pour les faibles hauteurs de remblai ($H < H_e$), les solutions de Terzaghi (1943) et de Marston et Anderson (1943) sont équivalentes. Enfin, on constate que la solution de Vardoulakis et al. (1981) avec l'hypothèse de Roscoe est la plus optimiste en termes de reports de charges vers les bords de la cavité, les solutions de Terzaghi (1943) et de Marston-Anderson (1913) restant les plus pessimistes. Compte tenu de la disparité des résultats obtenus, il est bien difficile de conclure quant aux mécanismes de transfert de charge. A l'heure actuelle, la méthode de Terzaghi (1943), relativement conservatrice en termes de dimensionnement, reste la plus utilisée.

Tableau 2-6 : Paramètres de calcul (remblai sur cavités)

Paramètre	Description	Unité	Valeur
L	Largeur de la cavité (tranchée)	m	2
γ	Poids volumique du remblai	kN/m ³	20
C	Cohésion (remblai)	kN/m ²	0
φ	Angle de frottement interne (remblai)	°	30
p	Surcharge en tête de remblai	kN/m ²	0

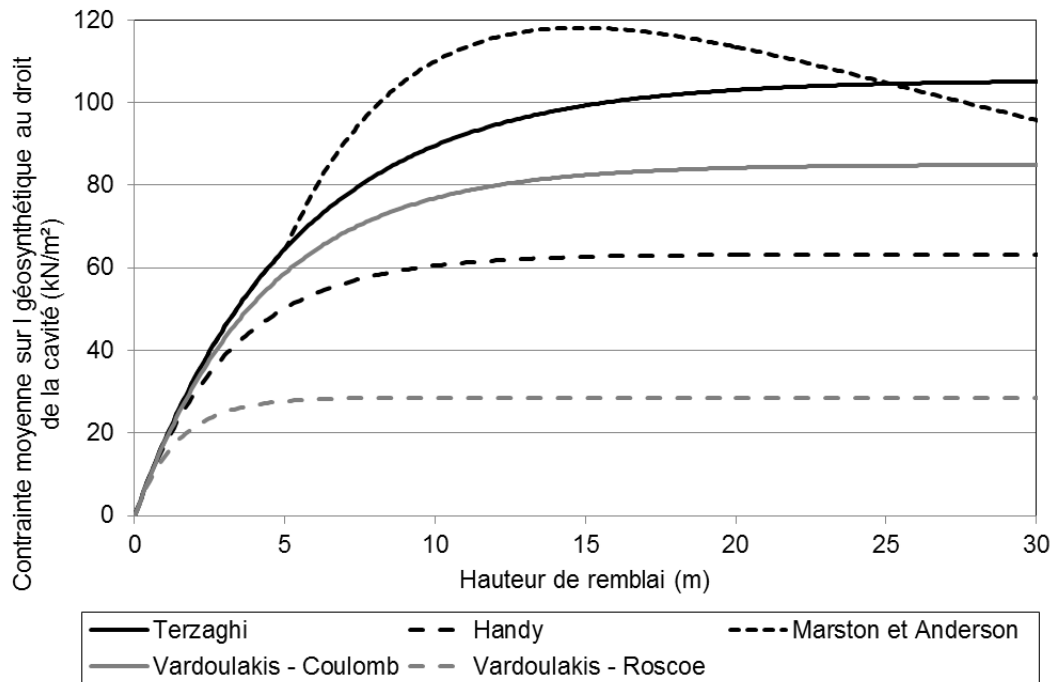


Figure 2-24 : Méthodes de transfert de charges au sein d'un remblai sur cavité - Contrainte moyenne sur le géosynthétique au droit de la cavité

2.4.2.6 Approche numérique de l'effet voûte

Parmi les travaux numériques récents, Chevalier et al. (2012) ont mené une étude complète de l'essai à la trappe confrontant les résultats d'une série d'expérimentations sur modèle réduit (Figure 2-25a) mettant en œuvre différents matériaux granulaires (sable sec ou gravier), aux résultats de simulations numériques discrètes. Lors de l'abaissement progressif de la trappe, trois phases distinctes sont mises en évidence (Figure 2-25b) :

- Phase a : phase de transfert de charge maximum, pour un déplacement de la trappe très faible de l'ordre du millimètre dont la valeur dépend du matériau testé. La pression sur la trappe p atteint alors un minimum ;
- Phase b : phase de transition, durant laquelle la pression sur la trappe p augmente avec le déplacement de la trappe δ . Le matériau granulaire au droit de la trappe foisonne ;
- Phase c : phase critique, où deux bandes de cisaillement se développent de part et d'autre de la trappe. La pression p sur la trappe augmente avec son déplacement δ , mais de manière moins prononcée. Les auteurs définissent la pression critique p_c comme la pression exercée sur la trappe au moment de l'apparition de la première bande de cisaillement.

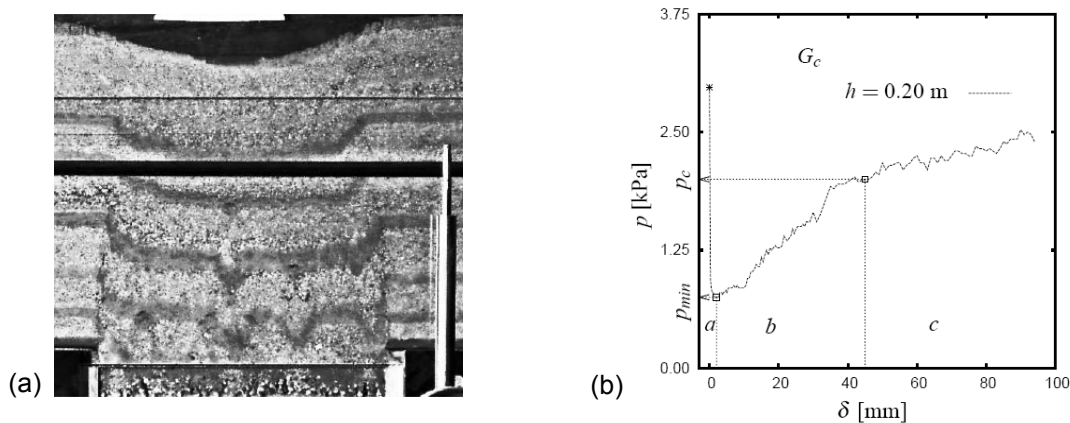


Figure 2-25 : Couche granulaire de strates colorées (a) et phases expérimentales de l'essai à la trappe (b)

Après comparaisons avec différentes méthodes analytiques existantes (paragraphe 2.4.2.1 à 2.4.2.4), les auteurs parviennent à relier la pression exercée sur la trappe en cours d'essai par

l'équation de Terzaghi (paragraphe 2.4.2.1) où le ratio de contraintes $K = \sigma_h / \sigma_v$ prend, selon les matériaux testés, des valeurs comprises entre 1 et 1,5 :

$$q = \frac{B\gamma}{K \tan \varphi_c} \left(1 - e^{-K \tan \varphi_c \frac{h'}{B}} \right) \quad \text{Eq. 2-26}$$

Dans cette expression, B est la demi largeur de la trappe, h' la hauteur effective de matériau granulaire, γ le poids volumique du matériau granulaire et φ_c est l'angle de frottement critique le long des plans de rupture (ou bandes de cisaillement).

Une étude numérique selon un code aux éléments discrets est effectuée en complément des expérimentations. Les particules utilisées sont des sphères seules ou assemblées par deux pour former des clusters d'élancement 1,2 ou 1,95. Ces particules sont mises en place par la méthode REDF (Radius Expansion with Decrease of Friction, paragraphe 2.5.2.1). Les conditions aux limites sont assurées par des murs horizontaux et verticaux non frottant. Le déplacement du mur horizontal au centre et à la base du modèle numérique permet de simuler l'abaissement progressif de la trappe sous la couche granulaire.

Les résultats numériques montrent une bonne correspondance qualitative et quantitative avec les résultats expérimentaux. Les simulations numériques permettent ainsi de retrouver les phases comportementales expérimentales, de visualiser la réorientation des contraintes et d'accéder à la distribution des contraintes et déformations au sein du matériau granulaire pour les différentes étapes de l'abaissement de la trappe. La représentation du second invariant du tenseur des déformations en phase critique (Figure 2-26) permet ainsi de localiser les bandes de cisaillement déjà aperçues lors des expérimentations.

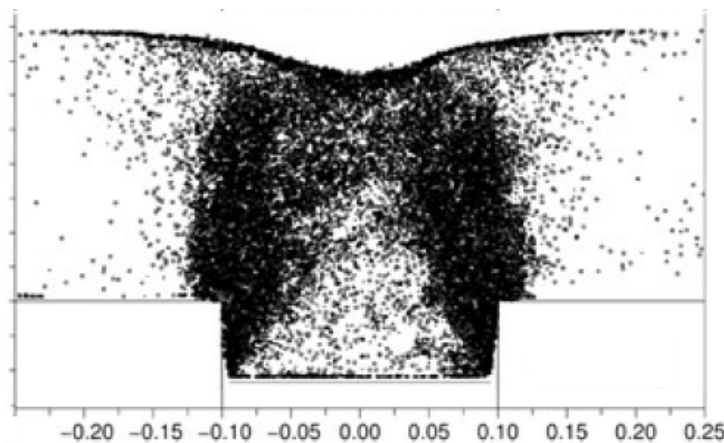


Figure 2-26 : Simulation numérique discrète d'un essai de type « trappe » – Second invariant du tenseur des déformations $I_{2e} \geq 15\%$ (Chevalier et al., 2012)

Il a été montré numériquement qu'au niveau des bandes de cisaillement le ratio des contraintes K est supérieur à 1 et que le sol foisonne de manière hétérogène. Un coin rigide est maintenu au contact de la trappe (Figure 2-26), ce qui n'aurait probablement pas été le cas si un géosynthétique de renforcement avait été placé en base du remblai. La contrainte moyenne sur la trappe a pu être estimée de manière satisfaisante par la formule analytique de Terzaghi (1943) en prenant comme valeur pour K le coefficient de poussée des terres K_a calculé en fonction de l'angle de frottement au pic sur la phase (a), et l'angle de frottement critique (ou résiduel) sur la phase (c). Il a également été montré que le transfert de charge et la contrainte moyenne sur la trappe dépendent fortement du déplacement de la trappe, ce qui n'est pas pris en compte par les méthodes analytiques existantes présentées aux paragraphes 2.4.2.1 à 2.4.2.4.

2.4.3 Mécanismes de report de charge au sein d'un remblai granulaire : application aux inclusions rigides

Les méthodes d'évaluation des transferts de charge dans le cas d'un remblai sur inclusions rigides ici présentées sont établies en considérant une zone d'influence du sol au droit des inclusions, un transfert de charge dans le matelas granulaire par voûtes, du frottement et du cisaillement dans un plan vertical au droit des inclusions rigides.

Pour ce paragraphe, on note :

- H la hauteur de remblai (m) au-dessus des têtes des inclusions rigides, de poids volumique γ (kN/m³), de cohésion C (kN/m²) et d'angle de frottement interne ϕ (°) ;
- a la largeur des inclusions rigides de section carrée (m) ;
- s l'entraxe entre deux inclusions rigides voisines (m) ;
- p la surcharge appliquée en tête de remblai (kN/m²) ;
- q la contrainte moyenne exercée au droit du sol support après transferts de charge, correspondant à la contrainte exercée sur le géosynthétique (kN/m² hors précision contraire) ;
- Q la contrainte reportée en tête de l'inclusion rigide (kN/m²) ;
- E l'efficacité du report de charges vers les inclusions rigides (%).

2.4.3.1 Transfert de charges à partir de l'équilibre d'un volume de sol en mouvement

La méthode d'équilibre limite bidimensionnelle de Terzaghi (1943) a été utilisée par Combarieu (1974, 1988, 1990) et Russel et Pierpoint (1997, 1998) dans le cas de remblais renforcés par inclusions rigides. Selon cette adaptation, on considère qu'il y a du cisaillement le long des colonnes de sol situées au droit des inclusions rigides, et donc un transfert de charge du remblai vers les inclusions (Figure 2-27).

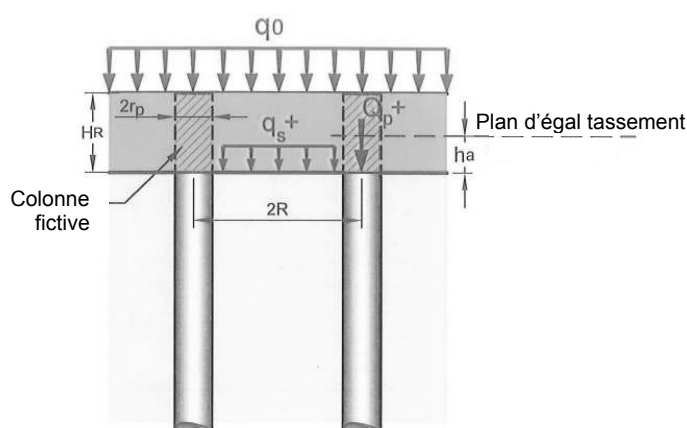


Figure 2-27 : Transferts de charge au sein d'un remblai renforcé par inclusions rigides (Combarieu, 1988)

D'après Combarieu (1974, 1988, 1990) l'équilibre du volume de sol non cohésif en mouvement permet d'obtenir la contrainte moyenne q exercée sur le sol support (ou géosynthétique) entre les inclusions rigides sous une hauteur H de remblai :

$$q = \frac{\gamma}{m_r} (1 - e^{-m_r H}) + p \cdot e^{-m_r H} \quad \text{Eq. 2-27}$$

avec : $m_r = \frac{4aK \tan \phi}{s^2 - a^2}$ et K le rapport entre la contrainte verticale et horizontale.

Russel et Pierpoint (1997, 1998) obtiennent de la même façon pour un remblai non cohésif et sans surcharge :

$$q = \gamma H \frac{s^2 - a^2}{4HaK \tan \phi} \left(1 - e^{\frac{-4HaK \tan \phi}{s^2 - a^2}} \right) \quad \text{Eq. 2-28}$$

L'efficacité des inclusions rigides est alors décrite par Russel et Pierpoint comme le rapport de la charge reprise par les inclusions sur la charge totale.

$$E = \frac{\gamma H s^2 - q(s^2 - a^2)}{\gamma H s^2} = 1 - \frac{q}{\gamma H} \frac{s^2 - a^2}{s^2} \quad \text{Eq. 2-29}$$

Enfin, John (1987) réadapte la formulation bidimensionnelle de Marston et Anderson (1913) au cas des remblais renforcés par inclusions rigides et géosynthétiques en introduisant un coefficient de voûte C_c , qui permet d'évaluer la charge répartie Q agissant sur les inclusions :

$$Q = \gamma H \left(\frac{C_c \cdot a}{H} \right)^2 \quad \text{avec} \quad C_c = \frac{1,69H}{a} - 0,12 \quad \text{Eq. 2-30}$$

La charge répartie sur le sol support q et l'efficacité E du report vers les inclusions rigides s'expriment alors par :

$$q = \frac{\gamma H s^2 - Q a^2}{s^2 - a^2} \quad \text{Eq. 2-31}$$

$$E = \frac{Q a^2}{\gamma H s^2} = \frac{a^2}{s^2} \left(\frac{C_c \cdot a}{H} \right)^2 \quad \text{Eq. 2-32}$$

John (1987) évalue alors la charge répartie q que doit reprendre par effet membrane une portion de nappe géosynthétique placée entre les inclusions rigides :

$$q = \left(\frac{s^2 - a^2 \left(\frac{Q}{\gamma H} \right)}{s^2 - a^2} \right) \frac{\gamma H s}{a} \quad \text{Eq. 2-33}$$

Cette contrainte q est ici exprimée pour un domaine de validité donné, à savoir que la hauteur de remblai H doit être comprise entre $0,7(s-a)$ et $1,4(s-a)$. Pour $H \geq 1,4(s-a)$, il est proposé de remplacer la valeur de H par $1,4(s-a)$ dans l'équation [2-33].

2.4.3.2 Méthodes tenant compte d'une zone de diffusion au droit des inclusions rigides

Ces méthodes évaluent les transferts de charge en prenant pour hypothèse l'existence d'un angle de diffusion des inclusions vers le remblai sus-jacent. La contrainte exercée sur le géosynthétique au centre de la maille d'inclusions rigides est obtenue en considérant le poids du volume de sol non redirigé vers les inclusions.

- Méthodes de Carlson (1987) et Rogbeck et al. (1998)

Carlson (1987) propose une formulation analytique simple dans un cas bidimensionnel du problème d'un remblai renforcé par géosynthétique sur inclusions rigides. L'auteur suppose que la zone de sol agissant sur la nappe et non directement reprise par les inclusions rigides forme un triangle isocèle d'angle au sommet de 30° (Figure 2-28). Les caractéristiques mécaniques du matelas granulaire ne sont pas prises en compte. La contrainte moyenne q agissant sur une bande de géosynthétique reliant deux inclusions rigides voisines est :

$$q = \frac{(s-a)^2}{4 \tan(15^\circ)} \gamma \quad \text{Eq. 2-34}$$

Cette formulation est adaptée au cas tridimensionnel par Rogbeck et al. (1998), prenant ainsi en compte l'influence de la zone de sol située entre les inclusions rigides pour le calcul de la charge sur le géosynthétique (Figure 2-28). La charge linéique q appliquée sur une bande de géosynthétique reliant deux inclusions rigides voisines et l'efficacité E du report de charge sont :

$$q = \frac{1 + \frac{s}{a} (s-a)^2}{8 \tan(15^\circ)} \gamma \quad \text{Eq. 2-35}$$

$$E = 1 - \frac{(s+a)(s-a)^2}{4Hs^2 \tan(15^\circ)} \quad \text{Eq. 2-36}$$

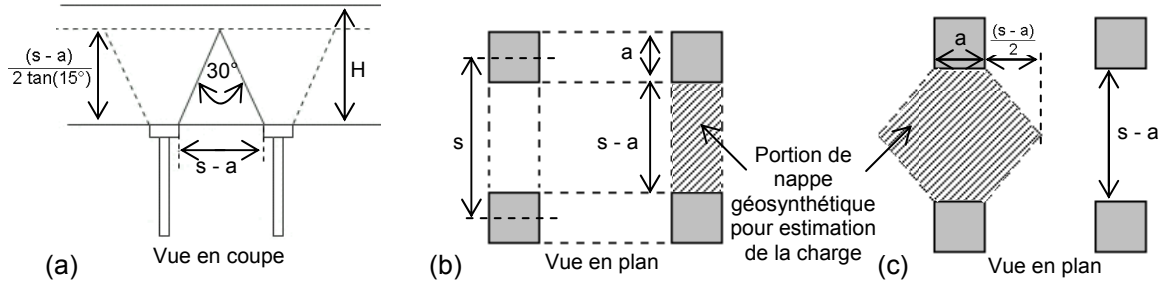


Figure 2-28 : Géométrie du problème de Carlson (1987) (a,b) et de Rogbeck et al. (1998) (a,c)

▪ Méthode SINTEF

Cette méthode est basée sur les travaux de Carlson (1987). Svanø et al. (2000), Øiseth et Busklein (2001) et Øiseth et al. (2002) supposent que la zone de sol non reprise par le réseau d'inclusions rigides prend la forme d'un double toit (Figure 2-29). La surface délimitant le matelas fixe du volume de sol pesant sur le sol support a une pente β généralement comprise entre 2,5 et 3,5 (soit un angle de 68° ou 74° par rapport à la verticale). Les masses de sol reprises ou non par les inclusions rigides sont ainsi calculées géométriquement. D'après ce modèle, dès que la hauteur de remblai est suffisante, la charge moyenne q appliquée sur le sol support est constante et il existe un plan d'égal tassement au sein du remblai.

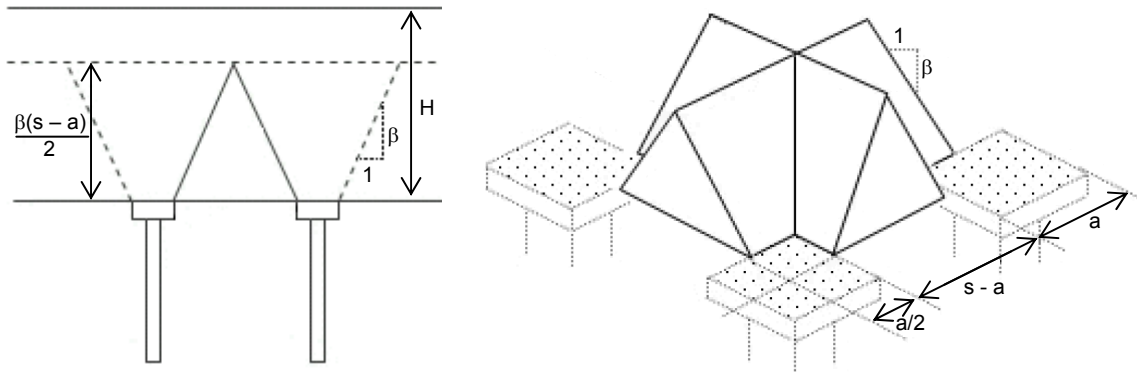


Figure 2-29 : Géométrie des transferts de charge dans un remblai renforcé par géosynthétique sur inclusions rigides selon la méthode SINTEF

La charge linéique q (kN/m) appliquée au sol support sur un profil entre deux inclusions voisines et l'efficacité E du report de charge sont :

$$q = \frac{\beta\gamma s^2(s-a)}{4a} - \frac{(s^3 - a^3)\beta\gamma}{12a} \quad \text{si } H > \frac{(s-a)}{2}\beta \text{ (efficacité maximale)} \quad \text{Eq. 2-37}$$

$$q = \frac{\gamma s^2 H}{2a} - \frac{\beta\gamma}{12a} \left[\left(a + \frac{2}{\beta} \right)^3 - a^3 \right] \quad \text{si } H < \frac{(s-a)}{2}\beta \quad \text{Eq. 2-38}$$

$$E = 1 + \frac{(s^3 - a^3)\beta}{6Hs^2} - \frac{\beta(s-a)}{2H} \quad \text{pour } H > \frac{(s-a)}{2}\beta \quad \text{Eq. 2-39}$$

Ces méthodes combinent reports de charge par la formation de voûtes dans le remblai granulaire, et déformation en membrane de la nappe géosynthétique. L'équilibre d'un volume de remblai élémentaire situé en clef de voûte ou au niveau de ses appuis permet d'évaluer les reports de charge vers les inclusions rigides et la contrainte agissant sur une bande géosynthétique situées entre les inclusions. Les méthodes présentées ici donnent accès à la déformation du géosynthétique entre les inclusions mais ne permettent pas d'évaluer le déplacement maximal de la nappe géosynthétique au centre de la maille d'inclusions rigides.

■ Hewlett et Randolph (1988)

Hewlett et Randolph (1988) supposent que les transferts de charge au sein du remblai granulaire se font selon un dôme hémisphérique en appui sur les têtes des inclusions rigides (Figure 2-30a) sans tenir compte du comportement en membrane du renforcement géosynthétique. Une partie du poids du remblai et de sa surcharge est donc directement reportée vers les inclusions rigides. Deux mécanismes de report de charges sont étudiés (Figure 2-30b et c) : un équilibre du sol en clef de voûte, et l'équilibre du sol au-dessus des inclusions rigides, à la base de l'arche. La solution la plus sécuritaire (avec l'efficacité ou le report de charge vers les inclusions rigides les moins élevés) est retenue, la zone critique se situant généralement en clef de voûte pour des géométries standard.

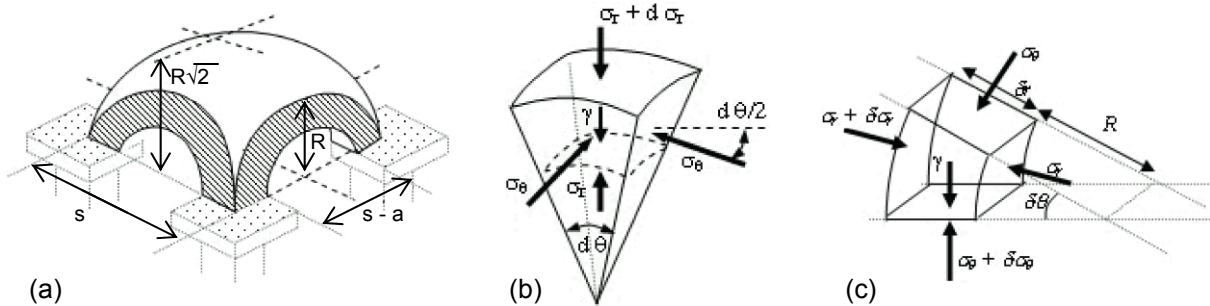


Figure 2-30 : Mécanisme hémisphérique de reports de charge (a), équilibre en clef de voûte (b) et en pied de voûte (c) (Hewlett et Randolph, 1988)

Dans le cas de l'équilibre en clef de voûte, la contrainte q exercée sur le géosynthétique (ou sur le sol support le cas échéant) au droit de la clef de voûte est :

$$q = q_{\text{int}} + \gamma \frac{(s-a)}{\sqrt{2}} \quad \text{Eq. 2-40}$$

Dans cette expression, q_{int} est la contrainte exercée sous la face inférieure de l'arche :

$$q_{\text{int}} = \left[\gamma \left(1 - \frac{a}{s} \right)^{2(K_p-1)} \right] \left[H - \frac{s}{\sqrt{2}} \frac{2K_p-2}{2K_p-3} \right] + \gamma \frac{s-a}{\sqrt{2}(2K_p-3)} \quad \text{Eq. 2-41}$$

Le coefficient K_p est le coefficient de poussée des terres exprimé à partir de l'angle de frottement interne du remblai granulaire : $K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$.

Le cas de l'équilibre en pied de voûte permet d'obtenir la contrainte Q que peut supporter une inclusion rigide en effectuant la somme des contraintes σ_θ agissant sur la tête de l'inclusion :

$$Q = \frac{1}{a^2} \frac{2K_p}{K_p+1} s^2 \sigma_\theta \left[\left(1 - \frac{a}{s} \right)^{1-K_p} - \left(1 - \frac{a}{s} \right)^{1-\frac{a}{s}K_p} \right] \quad \text{Eq. 2-42}$$

La contrainte σ_θ est reliée à la contrainte radiale σ_r en pied de voûte par $\sigma_r = K_p \sigma_\theta$. Les auteurs estiment arbitrairement que la contrainte moyenne q exercée sur le sol support (ou sur le géosynthétique le cas échéant) est égale à σ_θ (Figure 2-30c), et qu'elle agit uniformément sur la totalité de la surface concernée ($s^2 - a^2$ dans le cas de têtes d'inclusions de section carrée de côté a et

de maille carrée de côté s). L'équilibre du remblai sur une maille des inclusions rigides permet d'obtenir la contrainte moyenne q agissant sur la surface du sol support ou du géosynthétique en-dehors de l'emprise des inclusions rigides :

$$s^2 \gamma H = Q \cdot a^2 + q(s^2 - a^2) \quad \text{Eq. 2-43}$$

L'efficacité des transferts de charge s'exprime alors :

$$E = 1 - \left(1 - \left(\frac{a}{s} \right)^2 \right) (A - AB + C) \quad \text{en clef de voûte} \quad \text{Eq. 2-44}$$

$$\text{avec } A = 1 - \left(1 - \frac{a}{s} \right)^{2(Kp-1)} ; B = \frac{s}{\sqrt{2H}} \frac{2Kp-2}{2Kp-3} ; C = \frac{s-a}{\sqrt{2H}} \frac{2Kp-2}{2Kp-3}$$

$$E = \frac{a^2 Q}{s^2 \gamma H} \quad \text{en pied de voûte} \quad \text{Eq. 2-45}$$

Plus récemment, Low et al. (1994) ont adapté en deux dimensions les travaux d'Hewlett et Randolph (1988) pour tenir compte d'un renforcement géosynthétique. Dans ce cas, en tenant compte de l'hypothèse d'une distribution de contrainte uniforme sur le géosynthétique, la contrainte q sur la nappe est donnée par :

$$q = \sigma_s - \frac{tE_y}{H_{sol}} = \frac{2J(\theta - \sin \theta)}{s - a} \quad \text{Eq. 2-46}$$

Avec : σ_s la contrainte sur le sol, t le tassement en base de remblai entre deux inclusions voisines, H_{sol} l'épaisseur initiale de sol compressible, E_y le module d'élasticité du sol compressible, J la raideur du géosynthétique, s l'espacement entre inclusions de largeur a, et θ le demi angle de l'arc circulaire décrit par le géosynthétique déformé entre deux inclusions voisines.

▪ Méthode de Kempfert et Zaeske

Les travaux de Kempfert (Kempfert et al., 1997, 1999) et de Zaeske (Zaeske et Kempfert, 2002) sont à l'origine des recommandations allemandes EBGeo présentées au paragraphe 2.4.6.2. Ces auteurs proposent un modèle de transfert de charge par effet voûte de forme hémisphérique dont les surfaces supérieures et inférieures ne sont pas concentriques (Figure 2-31), ce qui différencie leur solution de la méthode proposée par Hewlett et Randolph (Figure 2-30). Deux angles solides $\delta\Phi_s$ et $\delta\Phi_i$ sont ainsi définis pour définir respectivement les surfaces supérieure et inférieure lors de l'étude d'un élément de sol en clef de voûte.

L'équilibre géométrique d'un élément de sol de volume δV sous son poids propre et en fonction des contraintes verticales σ_{z+} et σ_z permet de déterminer la charge q agissant sur le sol support entre deux inclusions rigides voisines (ou sur la bande géosynthétique reliant ces inclusions le cas échéant) :

$$q = \lambda_1^\chi \left(\gamma + \frac{p}{H} \right) \left[H(\lambda_1 + \lambda_2 h_g^2)^{-\chi} + h_g \left(\left(\lambda_1 + \frac{\lambda_2 h_g^2}{4} \right)^{-\chi} - (\lambda_1 + \lambda_2 h_g^2)^{-\chi} \right) \right] \quad \text{Eq. 2-47}$$

$$\text{avec : } \lambda_1 = \frac{(s-d)^2}{8}, \lambda_2 = \frac{s^2 + 2ds - d^2}{2s^2}, \chi = \frac{d(K_{crit} - 1)}{\lambda_2 s}, K_{crit} = \tan^2 \left[45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right],$$

et $h_g = s/2$ pour $H \geq s/2$ ou $h_g = H$ pour $H < s/2$.

Dans ces équations, d est le diamètre équivalent de la tête d'inclusion rigide : $d = \sqrt{\frac{4a^2}{\pi}}$.

On en déduit l'efficacité des transferts de charge :

$$E = 1 - \frac{q}{\gamma H} \quad \text{Eq. 2-48}$$

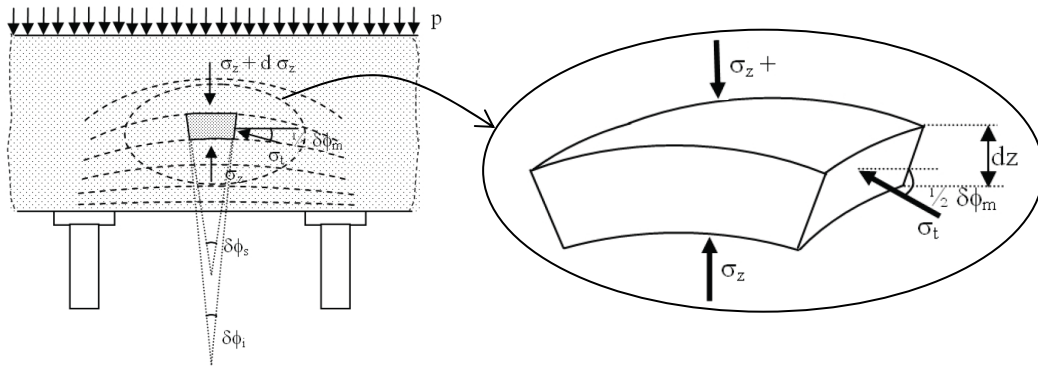


Figure 2-31 : Mécanisme hémisphérique de reports de charge (Kempfert et al., 1997, 1999, Zaeske et Kempfert, 2002)

- Approche de Filtz et Smith (2006)

Les travaux de Filz et Smith (2006) s'appuient sur une adaptation de la formulation de Terzaghi (1943) afin d'évaluer la contrainte q appliquée sur le géosynthétique au droit du sol support. Il est tenu compte d'un remblai de hauteur H , poids volumique γ , et d'angle de frottement interne φ , ainsi que du périmètre p de la tête de l'inclusion rigide de largeur a , de la surface au droit du sol A_s et du coefficient de pression des terres K_T dont la valeur est prise égale à 0,75.

$$q = \frac{\gamma}{a} (1 - e^{-\alpha H}) \quad \text{avec} \quad \alpha = \frac{p \cdot K_T \cdot \tan(\varphi)}{A_s} \quad \text{Eq. 2-49}$$

- Approche de Chen et al. (2008)

Chen et al. (2008) proposent une méthode de dimensionnement ne tenant pas compte d'un géosynthétique, mais où la contrainte verticale dans le remblai est déduite d'un équilibre proche de celui de Terzaghi (1943). Pour un remblai de hauteur H , poids volumique γ , et angle de frottement φ , la contrainte verticale à la hauteur z au droit d'une inclusion rigide de diamètre équivalent d est donnée par :

$$Q(z) = \frac{\gamma \cdot d}{4 \cdot K_0 \cdot \tan(\varphi)} \left(\left[1 + \frac{4 \cdot K_0 \cdot \tan(\varphi)}{d} (H - h_e) \right] \exp \left(4 \cdot K_0 \cdot \tan(\varphi) \cdot \frac{z + h_e}{d} \right) - 1 \right) \quad \text{Eq. 2-50}$$

Dans cette expression, K_0 est le coefficient de pression des terres au repos et h_e est la hauteur du plan d'égal tassement au-dessus de la tête des inclusions rigides.

- Méthode de Van Eekelen et al. (2013)

Les travaux de Van Eekelen et al. (2013) aboutissent à un modèle de transfert de charge tridimensionnel par arches hémisphériques concentriques. Ce modèle tente de palier aux limites des modèles d'Hewlett et Randolph (1988) et de Zaeske (2001) : en effet ces modèles n'expliquent pas la concentration de la charge sur les bandes géosynthétiques reliant deux inclusions rigides voisines, ni la forme triangulaire inversée de la distribution des contraintes à cet endroit, constatée expérimentalement (Van Eekelen et al., 2012a). Qui plus est, l'augmentation de l'effet voûte au cours de la consolidation du sol support n'est pas prise en compte par ces méthodes.

Le modèle de Van Eekelen et al. (2013) détaillé en Annexe 1 permet de tenir compte de la localisation du transfert de charge vers les bandes géosynthétiques reliant deux inclusions rigides voisines et d'expliquer physiquement la forme triangulaire inversée de la distribution de contrainte sur cette bande géosynthétique (Figure 2-32). Ce modèle est proche de celui d'Hewlett et Randolph (1988), tout en tenant compte du report, vers les bandes géosynthétiques situées entre deux inclusions voisines, du poids du sol situé au-dessus des arches et d'une éventuelle surcharge appliquée en tête de remblai. Concrètement, la charge sur le géosynthétique est calculée en différentes étapes :

- Un calcul des efforts agissant sur la portion de nappe carrée située au droit du centre de la maille. Cette étape inclut un calcul par intégration de la contrainte tangentielle des hémisphères concentriques sur la surface carrée du géosynthétique ;
- Un calcul de la charge sur les bandes géosynthétiques reliant deux inclusions rigides voisines ;
- Un calcul du transfert de charge vers les inclusions rigides, correspondant à la différence entre la charge totale appliquée sur la maille, et la somme des efforts appliqués au centre de la maille et sur les quatre bandes géosynthétiques reliant les inclusions deux à deux.

Enfin, les auteurs précisent qu'en pratique, une version aux états limites de ce modèle est appliquée. Le modèle d'hémisphères concentriques se comporte alors de manière rigide plastique et ne décrit plus les mécanismes de consolidation ou de déformation du sol support.

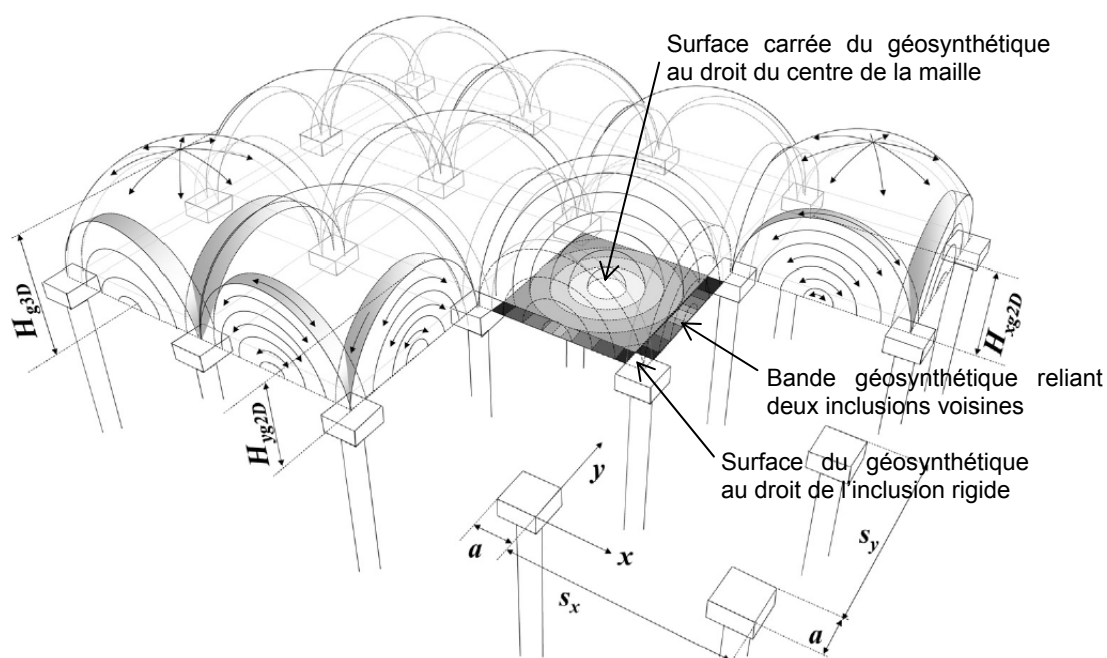


Figure 2-32 : Mécanisme de transfert de charges par hémisphères concentriques (Van Eekelen et al., 2013)

2.4.3.4 Comparaison des formulations analytiques des mécanismes de transfert de charges sur inclusions rigides

L'exemple décrit au Tableau 2-7 permet de comparer entre elles sur une application particulière les principales formulations analytiques permettant de décrire les mécanismes de transfert de charges sur inclusions rigides. La méthode de Marston (1913, paragraphe 2.4.2.4) dérivée des mécanismes de transferts de charge sur cavités y est également présentée car c'est l'une des méthodes préconisées par la norme BS8006 (paragraphe 2.4.6.1). Pour chaque cas de calcul, une charge totale de 400 kN correspondant au poids du remblai (100 kPa) est appliquée sur une maille d'inclusions rigides.

Les résultats d'efficacité des transferts de charge et de contrainte moyenne sur le sol entre les inclusions rigides sont listés dans le

Tableau 2-8. Pour ce cas traité, les méthodes de transfert de charge tenant compte d'une zone de diffusion (Carlson, 1987 ; Rogbeck et al., 1998 ; SINTEF) sont les plus optimistes en termes de report de charges vers les inclusions rigides, la solution la plus pessimiste étant celle de Russel et Pierpoint (1997, 1998). L'ensemble des autres méthodes analytiques permettent d'estimer un report de charge de l'ordre de 30 à 34 % vers les inclusions rigides.

Enfin, la méthode la plus récente présentée par Eekelen et al. (2013) donne sur cet exemple une efficacité de 39 %, légèrement plus élevée que celles des autres méthodes de report de charge par effet voûte. Le géosynthétique entre les inclusions rigides est donc relativement moins sollicité, avec une contrainte moyenne limitée à 63,5 kN/m². Ainsi, malgré la prise en considération du poids du remblai situé au-dessus des hémisphères concentriques, ce modèle de report de charge par hémisphères concentriques optimiserait le transfert de charges vers les inclusions rigides.

Tableau 2-7 : Paramètres de calcul (remblai sur inclusions rigides)

Paramètre	Description	Unité	Valeur
H	Hauteur de remblai	m	5
γ	Poids volumique du remblai	kN/m ³	20
C	Cohésion (remblai)	kN/m ²	0
φ	Angle de frottement interne (remblai)	°	30
a	Largeur des têtes d'inclusions carrées	m	0,4
s	Entraxe entre inclusions rigides voisines	m	2
p	Surcharge en tête de remblai	kN/m ²	0

Tableau 2-8 : Comparaison des méthodes de transfert de charges au sein d'un remblai sur inclusions rigides

Méthode de dimensionnement	Efficacité E (%)	Contrainte moyenne q (kN/m ²) *
Equilibre d'un volume de sol en mouvement	Combarieu	34,0
	Russel et Pierpoint	20,9
	John	31,0
	Marston (BS8006)	33,9
Transfert par zone de diffusion	Carlson, Rogbeck	71,3
	SINTEF ($\beta=3$)	71,8
	Hewlett et Randolph	30,6
Report de charge par effet voûtes	Kempfert et Zaeske	33,6
	Filtz et Smith	71,5
	Van Eekelen et al.	39,0
		63,5

* : Contrainte moyenne sur le sol support ou sur la portion de nappe géosynthétique située entre les inclusions

2.4.4 Mécanismes d'interaction entre le sol et le géosynthétique : frottement et imbrication

Un renforcement géosynthétique en base d'un remblai permet de limiter les déplacements latéraux du remblai grâce à sa résistance en traction. Lorsqu'il est mis en tension, le renforcement géosynthétique confine la couche granulaire en base de remblai, y augmentant ainsi la contrainte latérale moyenne et par voie de conséquence la résistance au cisaillement et la portance (Zornberg et al., 2010). Si le renforcement géosynthétique est un géotextile, sa mise en tension est obtenue grâce aux frottements à l'interface sol/géotextile. Dans le cas de géogrilles de renforcement, le mécanisme d'interaction à l'interface sol/géogrille est plus complexe car il intègre du frottement, ainsi que des mécanismes de butée et d'imbrication des granulats dans la maille de la grille (Figure 2-33, Meyer et al., 2003).

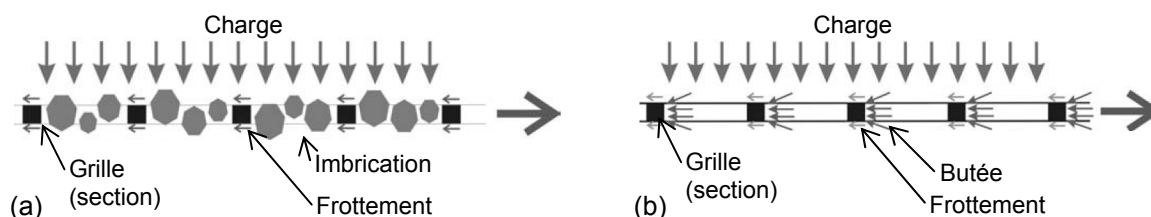


Figure 2-33 : Transfert de charges sur la géogrille par imbrication (a) et par résistance en butée passive (b) (Meyer et al., 2003)

L'imbrication des particules de sol dans les mailles ouvertes de la géogrille participe au mécanisme de confinement sous condition que les dimensions des ouvertures de la grille et la taille des granulats soient ajustées de manière pertinente. Des travaux réalisés à la SNCF définissent de bonnes conditions d'imbrication lorsque les granulats du remblai ont une dimension sensiblement égale à l'ouverture de maille de la grille (Brown et al., 2007). Pour un ballast calibré à 50 mm, les auteurs concluent ainsi que la dimension optimale de l'ouverture des mailles de la grille est de 60 à 80 mm. Plus récemment, des simulations numériques réalisées à l'aide de modèles discrets permettent d'étudier finement l'interaction entre les granulats et la géogrille (Lackner et al., 2010). Les auteurs simulent le compactage par passage d'un rouleau d'une couche granulaire renforcée par une géogrille. L'interaction sol/géogrille y est définie par de la friction et de l'imbrication, avec une influence

de la forme des particules de remblai simulées numériquement. Les auteurs confirment que l'effet d'imbrication dépend des dimensions des granulats et de l'ouverture des mailles de la grille. Il est également précisé que plus la résistance du matériau granulaire lui-même est importante, plus le phénomène d'imbrication est prononcé, avec la conclusion qu'en-deçà d'un certain niveau de contrainte, la géogrille est à peine sollicitée en résistance.

Une série d'essais expérimentaux de chargement statique réalisés au début des années 1980 (Milligan et al., 1985) a permis de montrer que l'utilisation d'une grille augmentait la capacité portante du matériau et changeait le mécanisme de rupture de la structure avec des plans de rupture plus profonds. Ces modifications comportementales seraient dues à l'imbrication des granulats dans les ouvertures de la grille, ce qui empêche la migration latérale de ces granulats. Des travaux antérieurs (Oxford University, 1980) ont par ailleurs montré que l'utilisation d'une grille permettait d'augmenter l'angle de diffusion d'une surcharge au sein d'une couche granulaire (Figure 2-34). Le cas étudié fait ainsi état d'une évolution de l'angle de diffusion de la charge de 38° à 50° , que l'on pourrait également attribuer au phénomène d'imbrication lié à la présence de la grille.

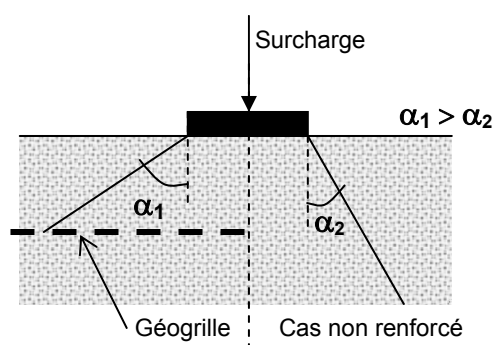


Figure 2-34 : Angle de diffusion d'une surcharge de type essieu sur une couche granulaire renforcée ou non par géogrille (d'après Oxford University, 1980)

Dans leurs travaux dédiés au renforcement sur cavité par géosynthétique, Meyer et al. (2003) ont comparé les zones de frottement sur lesquelles le transfert de charges s'effectue pour le cas de géotextiles et de géogrilles dont les caractéristiques ne sont pas précisées. Ils en concluent que pour une même configuration sur cavité, la zone de transfert de charge d'un géotextile est plus étendue que celle d'une géogrille (Figure 2-35). Cette différence peut s'expliquer par le mécanisme d'interaction par imbrication et butée supplémentaire à l'interface entre le sol et une géogrille, l'interface sol/géotextile ne donnant lieu qu'à du frottement.

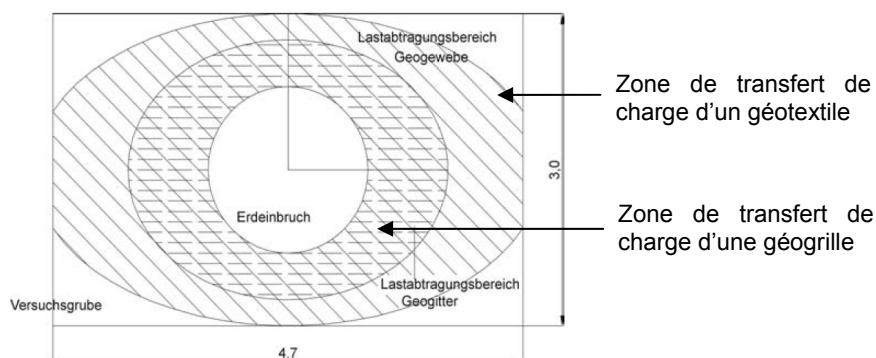


Figure 2-35 : Extension de la zone de frottement autour de la cavité de diamètre 1,6 m – Cas d'une géogrille et d'un géotextile (Meyer et al., 2003)

2.4.5 Méthodes de dimensionnement : remblais renforcés par géosynthétiques sur effondrements localisés

Les différentes méthodes de dimensionnement de renforcement géosynthétique sur cavités ont été établies sur la base des formulations analytiques et des travaux expérimentaux présentés précédemment. Ces méthodes, données ici dans un ordre chronologique, sont basées sur un comportement en membrane du géosynthétique et sur différents mécanismes de transfert de charge.

Les hypothèses principales des méthodes présentées sont synthétisées et discutées par rapport à une application particulière d'effondrement sur cavité présentée au paragraphe 2.4.5.7. Pour ce type d'applications, le géotextile est dimensionné sur la base d'un taux de déformation admissible en surface compatible avec le niveau d'exigence requis. Pour plus de précisions sur les méthodes de dimensionnement le lecteur pourra se reporter à l'Annexe 2.

2.4.5.1 Méthode de Giroud

L'approche analytique de Giroud et al. (1990) est une analyse d'équilibre limite (Figure 1-35) prenant en compte le mécanisme d'effondrement décrit par Terzaghi (1943) (paragraphe 2.4.2.1, équation [2-18]) et les équations du comportement en membrane de la nappe géosynthétique (paragraphe 2.4.1.1). Les hypothèses de base sont : une nappe géosynthétique unidirectionnelle fixe à ses extrémités, un effondrement du cylindre de sol au-dessus de la cavité, et une répartition des charges sur la nappe perpendiculaire au plan de la nappe déformée.

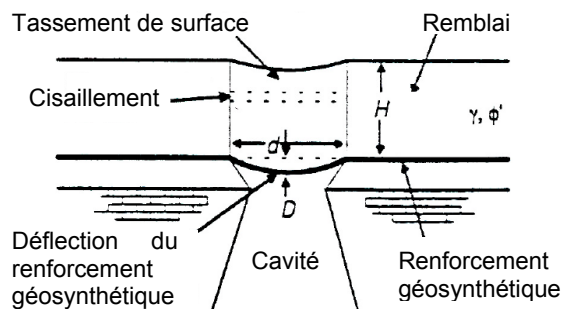


Figure 2-36 : Modèle d'après Giroud et al. (1990)

Dans le cas d'une superposition de plusieurs renforcements géosynthétiques, une méthode multicouche (Wang et al., 1996) permet de tenir compte des différents renforcements dans la couche de sol, mais toutefois sans considérer d'interaction entre le sol et le géosynthétique. Tout comme la méthode de Giroud, qui ne tient pas non plus compte de l'interaction sol/renforcement dans la zone d'ancrage, cette variante reste donc relativement conservatrice.

2.4.5.2 British Standard (BS8006 :1995)

Le British Standard propose un calcul simplifié qui ne prend pas en compte le report de charge par effet voûte sur les bords de la cavité. La zone de sol effondrée (Figure 2-37) est supposée de forme tronconique (angle d'ouverture égal à l'angle de frottement interne au pic du matériau de remblai), et le sol de remblai non dilatant (il est considéré que l'effondrement s'effectue à volume constant). La déflexion de surface au droit de la cavité est de ce fait inférieure au déplacement vertical du géosynthétique au centre de la cavité. De par les hypothèses émises, la charge appliquée sur la nappe géosynthétique est surestimée, ce qui mène généralement à un surdimensionnement du renforcement.

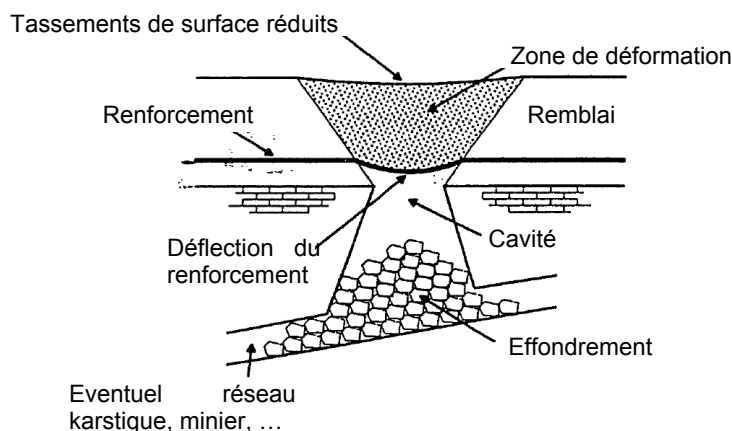


Figure 2-37 : Principe de fonctionnement d'un géosynthétique de renforcement sur cavités et paramètres de dimensionnement du renforcement (BS8006, 1995)

Les équations et principales étapes du dimensionnement de la norme BS 8006 sont récapitulées en Annexe A2-1. Le dimensionnement du renforcement géosynthétique suit le procédé suivant. Le déplacement vertical et la déformation maximale du renforcement sont calculés à partir des caractéristiques du remblai et de la déflexion de surface admissible. On en déduit la tension maximale du renforcement pour une déformation maximale donnée, ainsi que les longueurs d'ancrage. Celles-ci sont obtenues en faisant l'hypothèse que le frottement maximal est mobilisé sur toute la longueur d'ancrage.

2.4.5.3 *Recommandations issues du projet R.A.F.A.E.L.*

La méthode de dimensionnement issue des expérimentations réalisées dans le cadre du projet R.A.F.A.E.L. (paragraphe 2.3.1.2) s'appuie sur la théorie de Terzaghi pour le calcul de la contrainte verticale sur le géosynthétique au droit de la cavité. La déformée et les tensions du renforcement sont alors obtenues par un calcul en membrane où, par hypothèse, la nappe géosynthétique ne se déplace pas dans son ancrage et reste fixée en bord de cavité. La méthode s'applique au cas de remblais granulaires non cohésifs auxquels il est possible d'attribuer un facteur de foisonnement, défini comme le rapport du volume de sol foisonné par le volume de sol avant foisonnement. Contrairement à la méthode BS8006, aucun angle de diffusion n'est pris en compte pour décrire la zone effondrée. Ainsi, pour une cavité circulaire, la zone de remblai effondrée est un cylindre de sol localisé à l'aplomb de la cavité (Figure 2-36). L'annexe A2-2 récapitule les principales équations et étapes de dimensionnement.

2.4.5.4 *Reformulation des recommandations R.A.F.A.E.L. : prise en compte du comportement en zones d'ancrage et du changement d'orientation de la nappe aux bords de la cavité*

La reformulation de la méthode R.A.F.A.E.L. proposée par Villard et Briançon (2008) tient compte des mécanismes classiques proposés dans la méthode R.A.F.A.E.L. tels que le comportement en membrane, le report de charges par effet voûte et le foisonnement du remblai. Elle a été validée par des expérimentations en vraie grandeur (Briançon et al., 2005) et des simulations numériques (Villard et al., 2008) comprenant un couplage entre éléments finis et éléments discrets. Les nouveautés de la méthode concernent principalement le comportement en zones d'ancrage de la nappe (mobilisation progressive du frottement et influence du changement d'orientation de la nappe au droit de la cavité) qui conduisent à des déformations et des déplacements de la nappe plus importants que ceux obtenus par la méthode R.A.F.A.E.L. initiale. En fait, c'est l'action combinée de la mise en tension de la nappe (déformation de la nappe dans les zones d'ancrages) et du glissement relatif du sol et de la nappe qui provoque un déplacement horizontal de la nappe au bord de la cavité (Point A sur la Figure 2-38) et un déplacement vertical de la nappe plus important. Pour un déplacement de surface imposée, ces nouvelles hypothèses conduisent à la mise en œuvre d'un géotextile plus raide par rapport à la méthode R.A.F.A.E.L. initiale. Cette méthode étant reprise dans le cadre de cette thèse, les équations de base seront détaillées ci-dessous.

Le comportement d'interaction en zone d'ancrage est régi par une loi élastoplastique avec un seuil de rupture de Coulomb défini par un angle de frottement entre le sol et le renforcement. L'originalité de la méthode réside dans l'introduction d'un déplacement relatif sol/géosynthétique noté U_0 , à partir duquel le frottement maximal est mobilisé. Ainsi, pour des valeurs de déplacement horizontal de la nappe inférieures à U_0 , le frottement maximal ne peut être mobilisé pour équilibrer les tensions. Cela mène à une zone d'ancrage plus importante que celle calculée par la méthode R.A.F.A.E.L., qui considère un frottement maximal sur toute la longueur de l'ancrage.

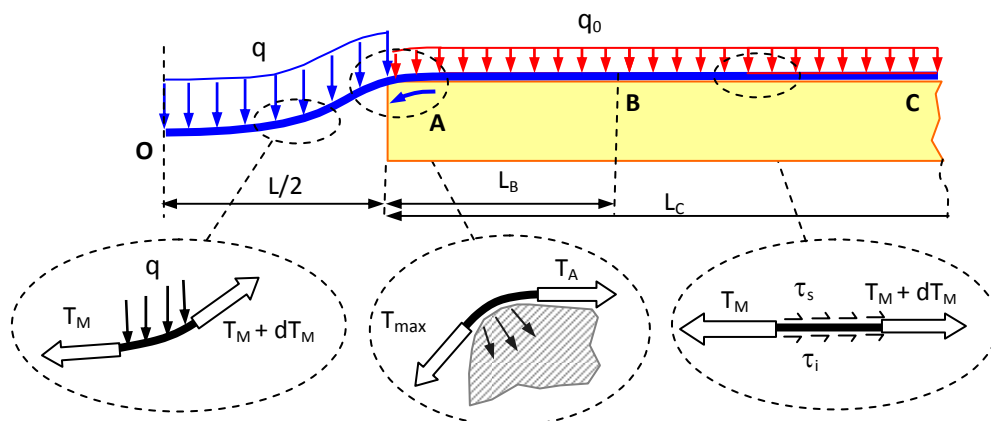


Figure 2-38 : Géométrie du problème (Briançon et Villard, 2008)

Par analogie au fonctionnement d'une poulie, le changement d'orientation de la nappe aux bords de la cavité induit une diminution des tensions consécutivement au frottement de la nappe sur le sol. La tension dans la nappe après changement d'orientation T_A est définie par :

$$T_A = T_{\max} \cdot \exp[\varphi_A \cdot \tan \delta_{\text{gsy/sol}}] \quad \text{Eq. 2-51}$$

Avec :

- T_{\max} la valeur maximale de tension dans la nappe, aux bords de la cavité ;
- φ_A l'angle caractérisant le changement de direction de la nappe au bord de la cavité ;
- $\delta_{\text{gsy/sol}}$ l'angle de frottement entre le renforcement et le sol sous-jacent.

Comme précédemment, les charges appliquées sur la nappe sont supposées uniformes et perpendiculaire au plan initial de la nappe. Elles sont calculées suivant la formulation analytique proposée par Terzaghi (paragraphe 2.4.2.1, équation [2-18]). C'est sur ces points que nous essayerons par la suite d'améliorer la méthode de dimensionnement en prenant en compte des répartitions de contraintes sur la nappe non uniformes en fonction des mécanismes de transferts de charge qui peuvent se développer dans le remblai.

En considérant le comportement en membrane de la nappe sous la charge q et le déplacement horizontal dans les zones d'ancrage, il est possible de définir le comportement de la nappe en calculant l'augmentation de longueur du géosynthétique soit par différence entre la longueur déformée, l'accroissement de déplacement horizontal et la longueur initiale, soit par sommation des déformations définies en chaque point de la nappe. Les déplacements verticaux du géosynthétique et les efforts de tension sont obtenus par la résolution du système d'équations itératif suivant où β et U_A (une constante et le déplacement en bord de cavité) sont les inconnues :

$$\begin{cases} \frac{L}{4\beta} \left(\beta \sqrt{1+\beta^2} + \text{ArgSh } \beta \right) - \frac{L}{2} = U_A + q L^2 \frac{3+\beta^2}{12\beta J} \\ U_A = T_A / J r \quad \text{if } U_A \leq U_0 \quad \text{or} \quad U_A = U_0 + (T_A^2 - T_B^2) / (2J \tau_0) \quad \text{if } U_A > U_0 \end{cases} \quad \text{Eq. 2-52}$$

Avec :

$$T_A = \left[q L \frac{\sqrt{1+\beta^2}}{2\beta} \right] / \left[e^{\alpha \text{Atan } \beta \tan \delta_i} \right] \quad \text{Eq. 2-53}$$

$$T_B = U_0 J r \quad \text{Eq. 2-54}$$

$$r = \sqrt{q_0 (\tan \delta_i + \tan \delta_s) / (J U_0)} \quad \text{Eq. 2-55}$$

$$\alpha = U_A / U_0 \quad \text{if } U_A \leq U_0 \quad \text{and} \quad \alpha = 1 \quad \text{if } U_A > U_0 \quad \text{Eq. 2-56}$$

Dans ces équations, δ_i et δ_s sont les angles de frottement aux interfaces sol/géosynthétique inférieur et supérieur. La détermination du paramètre β et du déplacement U_A permet de calculer la tension T_M , la déformation ε_M et le déplacement vertical f_M du géosynthétique en un point M localisé sur la nappe au droit de la cavité ($x = 0$ au centre de la cavité) :

$$T_M = \frac{qL}{2\beta} \sqrt{1 + \left(\frac{2\beta x}{L} \right)^2} \quad \text{Eq. 2-57}$$

$$\varepsilon_M = T_M / J \quad \text{Eq. 2-58}$$

$$f_M = \beta \frac{(4x^2 - L^2)}{4L} \quad \text{Eq. 2-59}$$

Un facteur de foisonnement permet dans le cas d'un remblai granulaire non cohésif de calculer la déflexion en surface du remblai renforcé par le même principe que la méthode R.A.F.A.E.L..

2.4.5.5 *Recommandations allemandes EBGEO (Recommandations pour la conception et le dimensionnement de massifs de sols renforcés par géosynthétiques)*

Les recommandations allemandes EBGEO (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 2008) reprennent les principes de dimensionnement des méthodes déjà décrites ci-dessus, et en particulier les recommandations du programme RAFAEL. Il est de plus tenu compte du caractère uniaxial/biaxial, ou isotrope/anisotrope du renforcement géosynthétique, qui définit le modèle de transfert de charge pris en considération. La géométrie de l'effondrement est supposée tronconique (renforcement biaxial) ou cylindrique (renforcement uniaxial). Les mécanismes de foisonnement du sol et de changement de direction de la nappe sont également pris en compte. Différentes valeurs du coefficient de foisonnement ou de l'angle de diffusion de la zone d'effondrement tronconique sont proposées.

Dans le cas d'un renforcement uniaxial, les recommandations EBGEO se basent principalement sur la méthode RAFAEL afin de déterminer la flèche de la nappe, sa déformation et sa tension maximale. La forte anisotropie du renforcement est quantifiée par le rapport des modules de la nappe géosynthétique J_{SP}/J_{ST} dans le sens production (SP) et dans le sens travers (ST). Un rapport supérieur à 10 marque ainsi une anisotropie extrême.

2.4.5.6 *Autres méthodes*

La littérature fait également état de méthodes complémentaires en cours de développement. On citera ainsi pour mémoire, et sans être exhaustif :

- le modèle de CANAsand (Poorooshasb, 2002) ;
- des propositions de modification de la norme BS8006 (Potts et al., 2008) ;
- une méthode simplifiée (Viana et al., 2008) ;
- la combinaison d'expressions paraboliques et circulaires pour l'expression de la déformée du renforcement au droit de la cavité (Shukla et al., 2009).

La méthode de la résistance limite est une autre alternative, qui tient compte de l'interaction sol/géosynthétique en incorporant les propriétés du géosynthétique dans la couche de sol. Le sol prend ainsi une cohésion apparente, directement liée à la résistance en traction du géosynthétique. La variante en « résistance dépendant de la déformation » tient compte du fait que la tension dans le renforcement géosynthétique n'atteint pas forcément sa valeur limite, mais varie en fonction de la déformation. Une cohésion apparente est ainsi définie en fonction du niveau de déformation du renforcement, puis attribuée à la couche de sol renforcé.

2.4.5.7 *Comparaison des méthodes de dimensionnement sur cavités*

Les différentes méthodes de dimensionnement sont comparées entre elles sur la base de l'application présentée dans le Tableau 2-9. On cherchera notamment à déterminer la raideur du géosynthétique à mettre en œuvre pour satisfaire à un même critère de déflexion de surface. Les résultats sont donnés avec l'hypothèse d'un tassement de surface admissible de 0,05 m pour un remblai de 1 m d'épaisseur (Tableau 2-10). On note : F_{max} la valeur maximale de la flèche au centre de la cavité, T_{max} et ε_{max} les tensions et les déformations maximales en bord de cavité, s le tassement de surface et L_a la longueur d'ancrage qui correspond à la somme de la longueur nécessaire à la dissipation par frottement des efforts de tension dans le géosynthétique et du diamètre de la cavité. Lorsque la méthode de dimensionnement ne tient pas compte du glissement en ancrage, le calcul de la longueur d'ancrage est effectué avec l'hypothèse que le frottement est mobilisé au maximum dans les zones d'ancrage.

Les résultats présentés dans le Tableau 2-10 montrent que la méthode EBGEO aboutit à des résultats assez semblables à ceux de la méthode R.A.F.A.E.L., dont les recommandations allemandes sont inspirées. Pour la hauteur de remblai considérée ($H = 1$ m) le calcul est légèrement plus conservateur. De fait, lorsque le rapport de la hauteur du remblai et du diamètre de la cavité H/D vaut 0,5, aucune hypothèse de report de charge au sein du remblai n'est considérée par la méthode EBGEO.

Comparativement à la méthode RAFAEL, la méthode proposée par Villard et Briançon (2008) donne lieu à une déformation maximale plus faible et à des longueurs d'ancrage plus élevées. En effet, à charge équivalente, la déformation de la nappe se répartit sur une longueur plus importante puisque des déformations sont possibles dans les zones d'ancrage. Pour conserver le niveau de déplacements de la nappe, la raideur du géosynthétique doit être augmentée. Sur l'application traitée

un rapport de 2,6 a été trouvé. L'effet du glissement en ancrage est donc considérable pour le dimensionnement du renforcement géosynthétique.

Tableau 2-9 : Paramètres de calcul relatifs au renforcement en base de remblai sur cavité

Paramètre	Description	Unité	Valeur
Cavité	D	Diamètre de la cavité circulaire	m
Remblai	H	Hauteur de remblai	m
	γ	Poids volumique du remblai	kN/m ³
	C	Cohésion (remblai)	kN/m ²
	ϕ	Angle de frottement interne (remblai)	°
	ϕ_{crit}	Angle de frottement critique (remblai)	°
	Ce	Coefficient de foisonnement	-
Géosynthétique	a	Coefficient d'interaction sol/géosynthétique	-
	$\phi_{sol/gsy}$	Angle de frottement sol/géosynthétique $\phi_{sol/gsy} = \arctan(a \cdot \tan(\phi))$	°
Charges	p	Surcharge en tête de remblai	kN/m ²

Tableau 2-10 : Dimensionnement d'un géosynthétique de renforcement en base de remblai sur cavité – Synthèse des résultats de l'application numérique (H = 1 m)

Méthode	Flèche F_{max} (m)	Tension T_{max} (kN/m)	Déformation ϵ_{max} (%)	Tassement s (m)	Longueur d'ancrage L_a (m)	Raideur J (kN/m)
BS8006 ($\theta_d = 90^\circ$) (Géométrie cylindrique)	0,05	134,7	0,17	0,05	11,0	80800
BS8006 ($\theta_d = 60^\circ$) (Géométrie tronconique)	0,13	55,0	1,05	0,05	3,7	5231
BS8006 ($\theta_d = 30^\circ$) (Géométrie tronconique)	0,41	21,2	11,1	0,05	3,42	191
RAFAEL	0,15	57,8	1,50	0,05	3,1	3850
EBGEO (B.G.E.)	0,15	69,6	1,50	0,05	3,7	4640
Villard & Briançon 2008	0,15	57,7	0,57	0,05	4,6	10150

* : Second calcul où la flèche du géosynthétique F_{max} est calée sur les résultats de la méthode RAFAEL

Pour la méthode BS8006, trois calculs sont proposés sur la base d'angles d'ouverture de la zone tronconique différents. Lorsque l'angle d'ouverture correspond à l'angle de frottement interne du matériau de remblai (valeur préconisée dans les recommandations BS8006, ici $\theta_d = 30^\circ$), le calcul analytique conduit, compte tenu d'un fort volume de sol impliqué dans l'effondrement, à un géosynthétique de très faible raideur. Les déformations du géosynthétique sont élevées mais le critère de déformation de surface est respecté. A contrario, lorsque la géométrie de la zone effondrée se rapproche d'un cylindre ($\theta_d = 90^\circ$), le volume de sol impliqué dans l'effondrement est de plus en plus faible et il est très difficile d'assurer le critère de surface avec des raideurs du géosynthétique réalistes. L'angle d'ouverture de la zone effondrée est donc prépondérant sur les résultats du dimensionnement. Par comparaison, la méthode EBGEO, lorsqu'elle considère une zone effondrée tronconique adopte en l'absence d'indications un angle d'ouverture θ (correspondant à θ_d dans la méthode BS8006) de 85° .

2.4.5.8 Limites des méthodes de dimensionnement existantes

Les méthodes existantes de dimensionnement de renforcements géosynthétiques sur cavités sont basées sur des hypothèses simplificatrices fortes, correspondant à des domaines d'application particuliers (Villard et al., 2009a). Celles-ci peuvent être améliorées notamment sur les points suivants.

- Charge sur la nappe géosynthétique au droit de la cavité

La charge sur la nappe au droit de la cavité est généralement calculée à partir d'une géométrie du sol sus-jacent pouvant être cylindrique ou tronconique. Il s'avère cependant que très peu d'informations sont disponibles quant à la géométrie réelle du remblai effondré.

Par ailleurs, le calcul de la charge sur la nappe au droit de la cavité tient le plus souvent compte d'un effet de report de charge sur les côtés, calculé par la formulation de Terzaghi (1943). Le calcul de

Terzaghi fait appel à un coefficient de poussée des terres K_a , dont la validité par rapport à la problématique des remblais renforcés n'est pas clairement démontrée (Villard et al. 2009). Enfin, le caractère uniforme de la distribution de contrainte sur le géosynthétique au droit de la cavité n'est pas exact compte tenu des mécanismes de report de charge réel.

- Tensions et déplacements de la nappe géosynthétique

Les déplacements de la nappe résultent de son comportement en membrane au-dessus de la cavité, de sa déformation par mise en tension dans les zones d'ancrage de part et d'autre de la cavité, et des déplacements relatifs à l'interface sol/géosynthétique. Les principaux paramètres régissant ce comportement sont la raideur de la nappe et le frottement d'interface.

Dans la formulation analytique de Giroud (1995), actuellement la plus utilisée, une loi de comportement élastique linéaire en traction est attribuée au renforcement géosynthétique supposé unidirectionnel. A contrario, les renforcements géosynthétiques disponibles sur le marché ne reproduisent pas ce comportement parfaitement élastique linéaire et ont parfois plusieurs directions de renfort.

De plus, la plupart des méthodes analytiques supposent un ancrage de la nappe sur les bords de la cavité et ne tiennent pas compte du glissement du renforcement dans les zones d'ancrage, ce qui ne permet pas un dimensionnement sécuritaire. Seule la méthode proposée par Villard et Briançon (2006, 2008) prend en considération les déplacements et le frottement de la nappe de part et d'autre de la cavité. Dans cette approche, le comportement d'interface sol/géosynthétique est régi par une loi de frottement de Coulomb prenant en compte une longueur caractéristique U_0 . Ce paramètre U_0 , correspondant au déplacement relatif à partir duquel le frottement maximum est mobilisé, n'est cependant pas aisé à déterminer.

- Tassement en surface

Le tassement en surface est lié :

- à la nature de l'effondrement : brutal, ou progressif ;
- à la nature du matériau de remblai (granulaire purement frottant, ou cohésif comme par exemple pour un matériau traité) ;
- au coefficient de foisonnement du matériau de remblai.

Malgré son influence élevée sur le dimensionnement, le mécanisme de foisonnement reste difficile à quantifier. Il serait nécessaire d'établir un protocole d'essai qui permettrait de déterminer sa valeur. Par ailleurs, ce facteur de foisonnement introduit par la méthode R.A.F.A.E.L. est appliqué à l'ensemble du remblai surplombant la cavité, alors que la totalité de ce volume de sol ne foisonne pas forcément. A l'heure actuelle, il n'est pas possible d'évaluer le foisonnement dans le remblai, ni d'en donner son extension exacte.

- Cas des sols traités

Les recommandations issues du programme R.A.F.A.E.L. sont adaptées au cas de sols pulvérulents, pouvant foisonner. Dans le cas des matériaux traités aux liants hydrauliques (chaux, ciment), donc cohésifs, l'utilisation d'un coefficient de foisonnement n'est pas fondée. De plus, le comportement en rupture d'un matériau cohésif diffère sensiblement de celui du matériau pulvérulent pris en compte par les méthodes de dimensionnement existantes.

- Conclusion sur les limites des méthodes de dimensionnement actuelles

En conclusion, les méthodes de dimensionnement analytiques actuelles font appel à différents paramètres ou comportement qu'il n'est pas aisé de définir :

- la contrainte sur la nappe à l'aplomb de la cavité ;
- la géométrie de l'effondrement ;
- le comportement du renfort dans les zones d'ancrages (mobilisation du frottement) ;
- le foisonnement du matériau de remblai au-dessus de la cavité ;
- la non-considération de cas particuliers : sols cohésifs, renforcements géosynthétiques au comportement non linéaire...

Sous couvert de connaître ces limitations, il reste possible de dimensionner un renforcement géosynthétique sur cavités en tenant compte de la géométrie du projet et des critères de tassement de surface à respecter. Les formules analytiques établies au droit de la cavité permettent d'estimer la tension maximale du renforcement et sa limite de déformation. Les développements analytiques en zone d'ancrage permettent d'estimer les longueurs d'ancrage et de recouvrement du produit. On

insistera sur le fait que l'utilisation d'un facteur de foisonnement restreint la méthode de calcul analytique au cas de sols granulaires pulvérulents. L'utilisation d'un facteur de foisonnement n'est en effet plus acceptable dans le cas de sols cohésifs, dont le comportement est tout autre lors d'un effondrement. Pour les cas complexes, le recours aux simulations numériques reste nécessaire.

2.4.6 Méthodes de dimensionnement : remblais renforcés par géosynthétiques sur inclusions rigides

Le dimensionnement d'un renforcement géosynthétique inséré dans une plateforme de transfert de charges granulaire sur inclusions rigides se fait en parallèle du dimensionnement du reste de l'ouvrage. La stabilité de l'ouvrage sus-jacent (un remblai par exemple) est vérifiée et les descentes de charge permettent le dimensionnement du géosynthétique. Les estimations des reports de charge au sein de la plateforme de transfert de charge permettent d'adapter le dimensionnement des inclusions rigides en conséquence. Pour ce type d'application, le géotextile est dimensionné sur la base d'un taux de déformation admissible du géotextile fixé à priori (en général inférieur à 2%).

L'annexe A3 récapitule les principaux paramètres et étapes de calcul des différentes méthodes de dimensionnement présentées dans ce paragraphe.

2.4.6.1 British Standard (BS8006)

La norme anglaise BS8006 (2010) considère que les charges du remblai sont partiellement transférées sur les inclusions rigides, une partie de la charge se reportant sur le géosynthétique entre les inclusions rigides voisines. Sur le principe, deux tensions à l'état limite ultime sont calculées. La tension dans le sens longitudinal du remblai correspond à la tension nécessaire au transfert de la charge verticale du remblai sur les inclusions rigides. Dans le sens transverse, la tension maximale correspond à la somme de la tension due au poids de remblai et de la tension requise pour résister aux efforts de glissement latéral. On note que parmi les méthodes présentées ici, le BS8006 est la seule à prendre une hypothèse de capacité portante des inclusions rigides et de déformation maximale du géosynthétique.

Au sein du remblai, les reports de charge vers la tête des inclusions rigides sont évalués d'après les travaux en deux dimensions de Marston (paragraphe 2.4.2.4) associés à l'utilisation d'un coefficient de voûte C_c qui serait adapté à une analyse tridimensionnelle. Ainsi, dans la littérature, les avis sur le caractère bidimensionnel ou tridimensionnel de la méthode BS8006 diffèrent selon les auteurs.

Depuis 2010, la mise à jour de la norme BS8006 comprend une solution alternative d'après les travaux d'Hewlett et Randolph (paragraphe 2.4.3.3), où le report de charges vers les têtes d'inclusions rigides se fait sous la forme de dômes hémisphériques.

2.4.6.2 EBGeo

La norme allemande EBGeo (Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen, EBGeo, 2010) permet le dimensionnement d'un géosynthétique dans une plateforme de transfert de charge sur inclusions rigides avec l'hypothèse d'un report de charge dans le remblai selon les travaux de Kempfert et Zaeske (Kempfert et al., 1997, 1999 ; Zaeske, 2001). Sur une maille de quatre inclusions rigides, le transfert de charge s'effectue ainsi selon un dôme hémisphérique en appui sur les inclusions (paragraphe 2.4.3.3). La charge appliquée sur le géosynthétique est répartie pour le calcul selon une forme triangulaire sur une bande de renforcement entre deux inclusions adjacentes (Figure 2-39).

Le calcul des charges et tensions sur le géosynthétique s'effectue sans considération de facteurs partiels de sécurité, et un facteur de sécurité global est appliqué en fin de calcul sur la tension du géosynthétique. Une autre nouveauté est la prise en considération d'une éventuelle réaction du sol support, qui peut donc supporter une partie de la contrainte totale et soulager le renforcement géosynthétique. Enfin, cette norme distingue le cas de géosynthétiques bi-axiaux (deux directions de renforcement) ou uni-axiaux (une direction de renforcement).

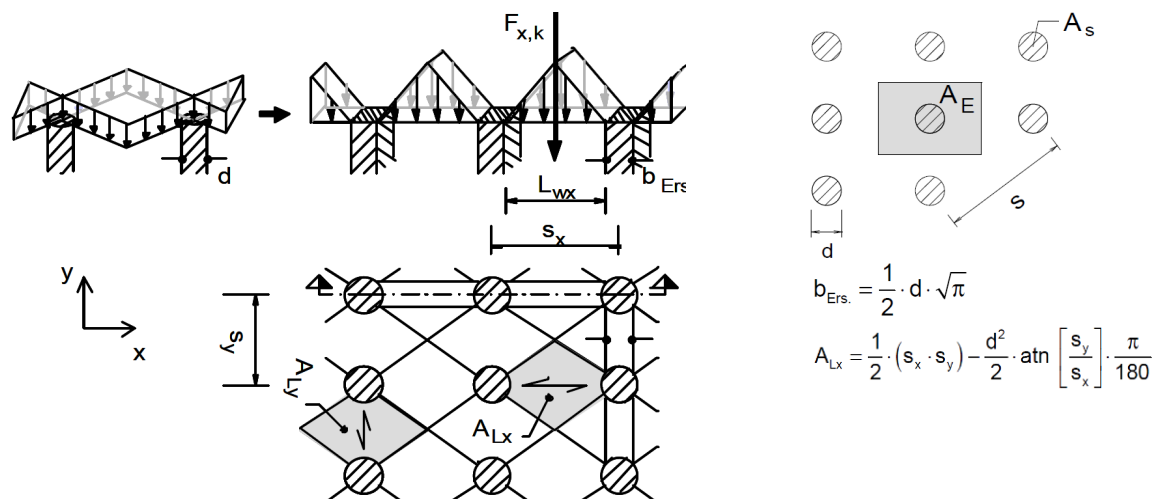


Figure 2-39 : EBGeo - Distribution de charge sur le géosynthétique et paramètres géométriques

2.4.6.3 Recommandations néerlandaises CUR226 et travaux de Van Eekelen et al. (2012a, 2012b)

Les recommandations néerlandaises CUR226 (CURNET, 2010) reprennent les principes de la norme allemande EBGeo (paragraphe 2.4.6.2). La charge de trafic est appliquée sous la forme d'une charge uniformément répartie, les transferts de charge dans le remblai sont estimés d'après le modèle hémisphérique de Kempfert et Zaeske (Kempfert et al., 1997, 1999, Zaeske, 2001), et la charge totale sur le géosynthétique est appliquée selon une distribution triangulaire sur une bande de renforcement reliant deux inclusions adjacentes. Une réaction éventuelle du sol support est également considérée. Les recommandations CUR226 diffèrent du guide allemand par la philosophie de sécurité employée : les facteurs partiels sont appliqués avant calcul et dimensionnement du géosynthétique. Une autre différence est l'adaptation du dimensionnement au cas de remblais de faible hauteur, bien plus courants aux Pays Bas. De plus, le comportement du géosynthétique est calculé par un système d'équations équivalentes au système d'abaques de Zaeske (Zaeske, 2001) et de la norme EBGeo (2010). Ainsi, comme pour le guide EBGeo, les efforts sur la nappe géosynthétique ne sont repris que sur les bandes géosynthétiques au droit des files d'inclusions rigides. Un certain nombre de compléments sont encore ajoutés, comme :

- un calcul des tassements de surface différentiels (modèle de Peck) ;
- la prise en compte des effets des mailles d'inclusions rigides voisines ;
- la prise en considération de la flèche maximale du géosynthétique au centre de la maille d'inclusions rigides (et non de la flèche maximale de la bande géosynthétique reliant deux inclusions voisines) ;
- la prise en compte d'une valeur de déformation initiale du géosynthétique liée à sa mise en œuvre sur chantier ;
- l'ajustement de la longueur des bandes géosynthétiques entre deux inclusions voisines pour tenir compte d'une éventuelle dalle ;
- la prise en compte d'effets dynamiques.

Les travaux de S. van Eekelen (Van Eekelen et al., 2012a, 2012b) permettent de préciser encore davantage les recommandations CUR226. En effet, les expérimentations et développements analytiques réalisés par ces auteurs mettent en évidence une distribution de charge sur la bande géosynthétique entre deux inclusions voisines d'une forme triangulaire inversée (Figure 2-40). La définition de la raideur du sol support, entre les inclusions rigides, est également optimisée pour tenir compte des surfaces de chargement ou de réaction aux interfaces sol/géosynthétique.

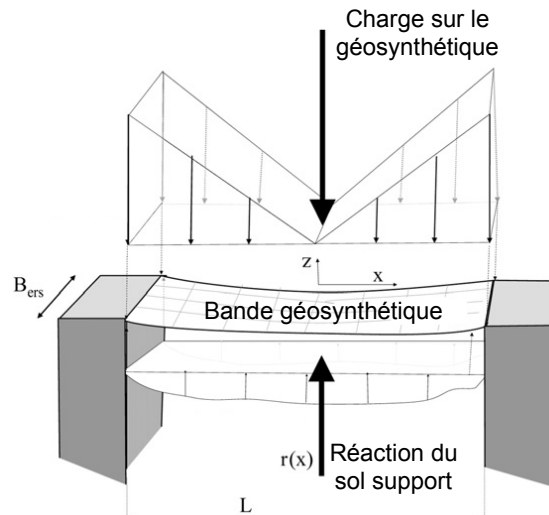


Figure 2-40 : Reports de charge sur le géosynthétique entre deux inclusions voisines (Eekelen van et al., 2012b)

2.4.6.4 Recommandations ASIRI (pour mémoire)

Le projet national ASIRI (Amélioration des Sols par Inclusions Rigides verticales) a abouti à la publication de recommandations pour le dimensionnement des inclusions rigides sur la base de différents travaux numériques et expérimentaux. En revanche, les indications sur le dimensionnement d'une plateforme de transfert de charges renforcée par géosynthétique y sont succinctes.

Les expérimentations en vraie grandeur effectuées ont en effet permis de tester différents géosynthétiques intégrés à la plateforme de transferts de charge granulaire. Cependant l'absence d'un plot expérimental comportant une plateforme de transfert de charges non renforcée fait que l'apport du géosynthétique au sein de l'ouvrage n'a pas pu être quantifié.

2.4.6.5 Comparaison des différentes méthodes de dimensionnement sur inclusions rigides

Les différentes méthodes de dimensionnement de géosynthétique en renforcement de remblai sur inclusions rigides sont comparées entre elles au travers d'une application particulière présentée dans le Tableau 2-11. Le dimensionnement consiste en la détermination de la raideur (et tension de rupture) du géosynthétique pour un certain niveau de travail de la nappe géosynthétique, imposé ou calculé analytiquement.

Le Tableau 2-12 synthétise les principaux résultats des méthodes de dimensionnement de renforcements géosynthétiques sur inclusions rigides : la tension maximale T_{\max} et la déformation maximale ε_{\max} développées dans le renforcement géosynthétique, ainsi que la raideur $J = T_{\max}/\varepsilon_{\max}$ pour cette sollicitation mécanique maximale. On note que dans le cas de la méthode BS8006 la déformation maximale est imposée, alors que les autres méthodes conduisent à la définition d'une valeur de déformation moyenne. Pour permettre la comparaison entre les méthodes, celles-ci ont été appliquées sans tenir compte des facteurs de sécurité qu'elles proposent.

Malgré la simplicité des mécanismes de reports de charge en deux dimensions proposés, la méthode BS8006 permet d'obtenir des résultats relativement proches de ceux des autres méthodes pour le cas de calcul considéré. Pourtant, le calcul géométrique des transferts de charge ne tient pas compte des caractéristiques mécaniques du remblai.

Les résultats de la méthode EBGeo aboutissent dans ce cas de calcul à une déformation du renforcement géosynthétique relativement élevée. Ce résultat n'est pas clairement expliqué, mais pourrait être lié à la distribution de contrainte de forme triangulaire sur la bande de géosynthétique reliant deux inclusions rigides voisines. Cette forme de distribution relativement défavorable est en opposition avec les développements récents ayant mené à la définition de la méthode de calcul de Van Eekelen et al. (2012b).

Tableau 2-11 : Dimensionnement d'un géosynthétique de renforcement en base de remblai sur inclusions rigides – Données de l'application numérique

Paramètre	Description	Unité	Valeur
Inclusions rigides	s	Entraxe entre inclusions	m
	a	Largeur des têtes d'inclusions (section carrée)	m
	Q _P	Capacité portante	kN
Remblai	H	Hauteur de remblai	m
	γ	Poids volumique du remblai	kN/m ³
	C	Cohésion (remblai)	kN/m ²
	φ	Angle de frottement interne (remblai)	°
Géosynthétique	J	Raideur du géosynthétique	kN/m
	a	Coefficient d'interaction sol/géosynthétique	-
	φ _{sol/gy}	Angle de frottement sol/géosynthétique $\phi_{sol/gy} = \arctan(a \cdot \tan(\phi))$	°
	z	Position de la nappe par rapport aux inclusions	m
Sol support	H _{sup}	Epaisseur du sol support	m
	E _M	Module pressiométrique	MPa
	ν	Coefficient de Poisson	-
Charges	p	Surcharge en tête de remblai	kN/m ²

Tableau 2-12 : Dimensionnement d'un géosynthétique de renforcement en base de remblai sur inclusions rigides – Synthèse des résultats de l'application numérique

Méthode	T _{max} (kN/m)	ε _{max} (%)	J (kN/m)
BS8006 (Marston)	249	2,0	12450
BS8006 (Hewlett & Randolph)	264	2,0	13200
EBGEO	295	2,5	11800
CUR 226 *	192	1,6	12000
Eekelen van et al. 2012 *	143	1,2	12000

*Calcul sans prise en compte des effets latéraux en bord de remblai

La méthode CUR 226 et les développements de Van Eekelen et al. (2012b) consistent en un dimensionnement sur une maille d'inclusions rigides sans prise en compte de l'incrément de tension en bord de talus, lié à la poussée horizontale des terres. Si l'on tient compte de cet effet latéral pour le calcul de poussée, tel que proposé par la méthode EBGEO, l'incrément de tension est d'environ 77 kN/m. Ainsi, la tension maximale est ramenée à une valeur d'environ 270 kN/m pour une déformation de 1,6 % pour la méthode CUR226. Pour la méthode de Van Eekelen et al. (2012b), ces valeurs sont ramenées à 220 kN/m pour 1,2 % de déformation. On retrouve ainsi une sollicitation en tension comparable à celle obtenue par les autres méthodes, mais pour des niveaux de déformation moindres : les renforcements géosynthétiques sont bien plus raides (J = 16875 kN/m selon le CUR226 et J = 18330 kN/m pour Van Eekelen et al., 2012b).

Par ailleurs, les modifications proposées par la méthode CUR226 ont un effet non négligeable sur le cas de calcul considéré. Ainsi, la déformation du géosynthétique est relativement faible par rapport aux résultats des autres dimensionnements analytiques. Enfin, la prise en compte par Van Eekelen et al. (2012b) d'une distribution de contrainte de forme triangulaire inversée sur la bande géosynthétique reliant deux inclusions rigides voisines et la correction de la raideur du sol support permettent d'optimiser le résultat de la méthode CUR226. Les valeurs de tension et déformations maximales du renforcement géosynthétique sont en effet abaissées, et si l'effet latéral est pris en compte, la raideur du géosynthétique augmente fortement (J = 18330 kN/m).

Soulignons enfin que quelle que soit la méthode de dimensionnement utilisée, les raideurs des géosynthétiques à mettre en œuvre pour ce type d'application sont très importantes.

2.4.6.6 Limites des méthodes de dimensionnement existantes

Les différentes méthodes de dimensionnement analytique d'un renforcement géosynthétique de plateforme de transfert de charge sur inclusions rigides font appel à des hypothèses simplificatrices parfois fortes.

- Reports de charge au sein du remblai et de la plateforme de transfert de charges

La norme anglaise BS8006 reste relativement conservatrice en proposant une estimation géométrique des reports de charge sur la nappe géosynthétique utilisant la formulation de Marston (1913). Le problème est de plus décrit en deux dimensions selon les travaux de Jones (Jones et al., 1990), ce qui résulte en une sollicitation plus importante du géosynthétique. La révision de 2010 du BS8006 propose une alternative permettant d'estimer les reports de charge à partir des travaux d'Hewlett et Randolph (1988), l'angle de frottement interne du remblai étant cette fois-ci pris en compte.

Les recommandations EBGeo, CUR226 et les travaux de Van Eekelen et al. (2012b) tiennent quant à eux compte d'un transfert de charge tridimensionnel au sein de la plateforme de transferts de charges en s'inspirant des travaux de Kempfert et de Zaeske (Kempfert et al. 1997, 1999, Zaeske et Kempfert 2002). Il n'est en revanche pas tenu compte des développements analytiques les plus récents de van Eekelen et al. (2013), où les transferts de charge dans la base du remblai sont décrits par des voûtes hémisphériques concentriques en appui sur les inclusions rigides.

- Réaction du sol support

La réaction du sol support n'est prise en compte que dans les méthodes EBGeo, CUR226 et les travaux de Van Eekelen et al. (2012b). Concrètement, une raideur est attribuée au sol support à partir des modules œdométriques des couches de sol situées sous la cote des têtes d'inclusions rigides. La réaction du sol support correspond ainsi à la multiplication du déplacement vertical du géosynthétique et de la raideur du sol support.

Une première optimisation de la valeur de raideur du sol support est effectuée par Van Eekelen et al. (2012b) pour tenir compte des surfaces d'influence de chargement du géosynthétique et de réaction du sol support sur une maille d'inclusions rigides. En revanche, la raideur du sol support est une constante quelle que soit la position considérée dans la maille d'inclusions rigides. Il n'est donc pas tenu compte d'un éventuel effet d'accrochage à proximité des inclusions rigides.

- Forme de la distribution de contrainte sur le géosynthétique

Les travaux récents de Van Eekelen et al. (2012a, 2012b) permettent de montrer expérimentalement une distribution de contrainte de forme triangulaire inversée sur la bande géosynthétique reliant deux inclusions rigides voisines. Les recommandations EBGeo et CUR226, en revanche, tiennent compte d'une forme triangulaire sollicitant davantage le renforcement géosynthétique.

La distribution de contrainte de forme triangulaire inversée semble pertinente lorsqu'on considère la forme des reports de charge dans le remblai, orientés vers les inclusions rigides. Elle est également expliquée par les développements analytiques récents de Van Eekelen et al. (2013), où les transferts de charge au sein du remblai sont décrits par des voûtes hémisphériques concentriques en appui sur les inclusions rigides.

Les travaux expérimentaux et numériques liés à la thèse seront ainsi analysés en regard de ces développements récents afin de conclure sur la forme de la distribution de contrainte sur le renforcement géosynthétique.

- Cas d'une plateforme de transfert de charges en matériau traité

Les études de reports de charges dans un remblai granulaire au droit d'inclusions rigides ne tiennent pas compte de l'emploi de matériaux traités de forte cohésion dans la plateforme de transfert de charges. Il est cependant vraisemblable que la présence d'une cohésion dans la plateforme de transfert de charges modifie le report de charges vers les inclusions rigides.

- Conclusions sur les limites des méthodes de dimensionnement actuelles

Les méthodes de dimensionnement les plus récentes font appel à différents comportements peu aisés à définir et quantifier tels que les reports de charges vers les inclusions rigides en présence ou non d'un géosynthétique, la réaction éventuelle du sol support limitant la déflexion du géosynthétique en milieu de maille, ou la forme de la distribution de contrainte sur la nappe géosynthétique. Par ailleurs, des incertitudes subsistent quant à l'évaluation des transferts de charge en cas d'utilisation de matériaux cohésifs dans la plateforme de transferts de charge.

Sous couvert de connaître ces limitations, il reste possible de dimensionner analytiquement un renforcement géosynthétique dans une plateforme de transfert de charges en tenant compte des paramètres géométriques de la maille d'inclusions rigides, de l'angle de frottement du matériau constituant la plateforme de transfert de charges, ainsi que les modules des couches de sol support sous-jacentes.

Les expérimentations et développements analytiques récents de Van Eekelen et al. (2012a, 2012b, 2013) permettent une meilleure compréhension de la sollicitation du renforcement géosynthétique au

sein de la plateforme de transfert de charges. Le recours aux simulations numériques reste cependant nécessaire dans le cas d'applications complexes pour mieux appréhender les mécanismes de reports de charges et les déplacements au sein de la structure renforcée. Par ailleurs, il semble nécessaire de bénéficier d'études expérimentales et numériques complémentaires afin de compléter les résultats récents sur la forme de la distribution de contrainte sur le renforcement géosynthétique.

2.5 Etudes numériques

La modélisation numérique d'un géosynthétique de renforcement est un problème complexe, qui pose la question du type d'éléments à utiliser pour décrire avec précision le comportement mécanique du géosynthétique et de son interface avec le sol. En effet les géosynthétiques (géotextiles ou géogrilles) sont des éléments de faible épaisseur qui ont de faibles rigidités en flexion et qui sont constitués de fibres flexibles ou de brins rigides conférant au produit un comportement très anisotrope. Dans le cas des géotextiles tissés ou non tissés des renforts dans des directions spécifiques peuvent également être utilisés. L'interface entre le géosynthétique et le sol est également le siège d'un ensemble de mécanismes complexes comme le frottement, le roulement des grains ou l'imbrication entre les fibres et les grains de sol. Les travaux ici présentés sous forme d'un état de l'art permettent de balayer différentes possibilités existantes. Enfin nous détaillerons en fin de chapitre les outils numériques utilisés dans le cadre de ce travail de thèse ainsi que les développements spécifiques qui ont été réalisés.

2.5.1 Rappels sur les modèles numériques continus

2.5.1.1 Généralités sur les méthodes continues

Deux types de modèles continus existent : les éléments finis et les différences finies. Ces méthodes permettent la résolution de système d'équations différentielles en contrainte-déformation en tous points d'un massif de sol, en imposant des conditions initiales et/ou aux limites.

La méthode des éléments finis (exemple : logiciel Plaxis – Plasticity Axi-Symmetry) nécessite la construction d'une matrice de rigidité reliant les efforts et les déplacements au sein de l'ouvrage (Royis, 2005). La résolution du système d'équations obtenu fait généralement appel à une méthode de linéarisation de type Newton-Raphson, avec une optimisation de la fréquence de calcul de la matrice de rigidité et de la matrice jacobienne du système sur un certain nombre d'itérations de calcul. La méthode des différences finies (exemple : logiciel FLAC - Fast Lagrangian Analysis of Continua) permet d'éviter le stockage des données de la matrice de rigidité utilisée en éléments finis. En effet, les équations sont reformulées pas à pas : les coordonnées des nœuds sont réactualisées à chaque pas de temps et le maillage se déforme avec le matériau qu'il représente selon une formulation Lagrangienne (en opposition à la formulation Eulérienne des éléments finis, où le maillage reste fixe) et un schéma de résolution explicite.

2.5.1.2 Modélisation du renforcement géosynthétique

Les renforcements géosynthétiques insérés dans les maillages continus sont généralement représentés par des éléments structurels de type « câble » ou « poutre » en fonction que l'on souhaite mettre en avant le caractère cisailant de l'interface sol/géosynthétique ou le comportement en flexion du renforcement géosynthétique (Jenck, 2005). Dans le cas idéal, les paramètres d'interfaces sont déterminés à partir d'essais expérimentaux. On note que pour simuler l'effet de membrane dans la nappe, il est nécessaire d'atteindre des niveaux de déformation suffisants. Il n'est toutefois pas possible d'atteindre un état trop déformé de l'ouvrage. Seul le modèle proposé par (Villard et Giraud, 1998) permet de prendre en compte la nature discontinue des nappes géosynthétiques (renforcées ou non dans des directions spécifiques) et des grandes déformations.

2.5.1.3 Applications des modèles continus

Dans la plupart des applications présentées dans la littérature (ligne de train à grande vitesse à Gröbers (Allemagne) (Alexiew et al., 2002) ; déviation Sud-Ouest de Meaux (Blivet et al., 2006), etc...), les géotextiles ou géogrilles sont définies par un comportement mécanique élastique linéaire qui ne traduit pas complètement le caractère anisotrope de ces matériaux de renforcement. De plus le

comportement d'interface est souvent pris en compte par des éléments d'interface qui n'autorisent en général pas de déplacements relatifs très importants à l'interface ce qui en limite la portée et le domaine d'utilisation. Enfin le sol est modélisé par des lois élastoplastiques plus ou moins complexes dont le paramétrage devient vite complexe lorsque l'on veut introduire correctement des mécanismes de foisonnement, d'effondrement, de fissuration et de rupture. En général la modélisation numérique ne se suffit pas à elle-même pour valider un dimensionnement et des vérifications analytiques restent nécessaires, par exemple pour évaluer les résistances à court et long terme des géogrilles.

2.5.2 Etat de l'art sur les modèles numériques discrets

Contrairement à une approche continue de type éléments finis, qui se limite à des paramètres de comportement macroscopiques du matériau sol, la MED permet de représenter de manière fine le comportement du remblai à l'échelle de ses grains. Il devient donc possible d'observer des phénomènes rhéologiques indiscernables par les méthodes continues comprenant des réarrangements granulaires, des discontinuités, ou des ruptures. Concrètement, cela permet de prendre en considération des mécanismes dans le sol tels que les grands déplacements, les rotations des particules, le foisonnement ou la compaction, le cisaillement et les transferts de charge.

2.5.2.1 Présentation générale de la méthode aux éléments discrets (MED)

La modélisation discrète des matériaux granulaires se base sur une description du matériau discontinue, à l'échelle du granulat. Le matériau est simulé par un assemblage de particules (ou éléments discrets) en contact les unes avec les autres, chaque élément conservant tous ses degrés de liberté en déplacement et rotation. Une loi de contact est définie entre éléments discrets, tenant compte de la rigidité du contact et de critères de rupture en traction, compression ou cisaillement à l'échelle microscopique des contacts intergranulaires.

Deux approches, et donc deux schémas de résolution différents coexistent : la dynamique des contacts (Jean et Moreau, 1992 ; Jean, 1999) où les particules sont considérées comme indéformables, et la dynamique moléculaire, à laquelle ces travaux de thèse s'intéressent. La dynamique moléculaire considère que les éléments sont indéformables, mais peuvent s'interpénétrer légèrement au niveau d'un contact. En 1971, Cundall introduit la Méthode des Éléments Discrets (MED) formulée à partir de la dynamique moléculaire pour l'étude de problèmes de mécanique des roches (Cundall, 1971). Cette méthode a encore été développée par la suite (Cundall et Strack, 1979) et son application s'est répandue dans le domaine du Génie Civil.

La possibilité d'interpénétration entre particules en contact dans un problème de MED permet d'établir une loi reliant distance d'interpénétration et force de réaction. Il est alors possible d'établir un schéma de résolution explicite (Figure 2-41). Néanmoins, il est nécessaire de choisir un pas de temps très petit afin d'assurer la convergence des calculs. Le problème ainsi posé est résolu dans le temps de manière itérative (Figure 2-41) par la succession des phases de détection de contact, calcul des efforts d'interaction des éléments discrets en contact, puis de calcul des positions et vitesses des particules au pas de temps suivant. Des modèles d'amortissement (visqueux ou local) peuvent être utilisés pour faciliter la convergence dans des applications quasi statique en limitant la propagation d'onde élastique.

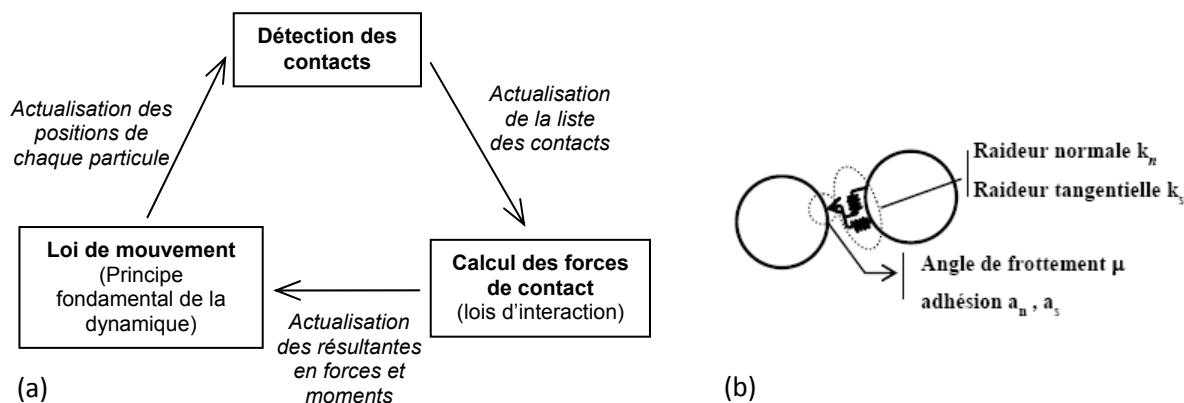


Figure 2-41 : Généralités sur la MED : cycle de calcul (a) et contacts entre deux particules sphériques (b)

Dans les codes de calcul utilisés, la forme des éléments discrets peut être quelconque (polyèdre, sphéro-polyèdres, etc.) mais en général des sphères ou assemblages de plusieurs sphères nommés

clumps (ou cluster) sont utilisés, car ils permettent d'optimiser les procédures de détection de contact, et donc de limiter la durée des calculs. Dans le cadre des études présentées aux chapitres 3 et 4, des clumps de deux sphères enchevêtrées ont ainsi été utilisés.

Différentes méthodes de mise en place des particules existent, cela peut par exemple se faire par une procédure de grossissement progressif des sphères par la méthode ERDF (Radius Expansion with Decrease Friction), qui permet la mise en place des éléments à une porosité donnée tout en garantissant un contrôle très précis de leur agencement et de leurs propriétés mécaniques. Des méthodes par pluviations peuvent également être utilisées.

2.5.2.2 *Modélisation du renforcement géosynthétique*

Les renforcements géosynthétiques insérés dans un matériau granulaire représenté par des éléments discrets peuvent être définis de différentes manières. Soit le renforcement est défini à partir d'éléments discrets lui aussi, soit il est constitué d'éléments continus de type éléments finis.

Dans le cas où le renforcement géosynthétique est représenté par des éléments discrets, les modèles les plus anciens en deux dimensions font état d'alignements de disques sur un plan (Chareyre et Villard, 2005). Des assemblages de sphères de différents diamètres peuvent être utilisés pour représenter des grilles ou des géométries complexes (Chen et al. 2002).

Des éléments déformables de type éléments finis, peuvent être utilisés pour décrire le comportement de la nappe géosynthétique ou de la géogrille. Cette construction permet de conserver le caractère continu d'une nappe géotextile et de son interface avec le remblai quel que soit son niveau de déformation. Au final, un couplage direct éléments finis/éléments discrets est défini (implémentation d'éléments plans de type nappe dans un code éléments discrets, Villard et al., 2009b), ou une connexion est établie entre un code discret et un continu (Tran et al., 2013).

2.5.2.3 *Modèles bidimensionnels discrets et continus*

Chareyre et al. (2005) ont dans un premier temps représenté le complexe sol-géosynthétique en deux dimensions à l'aide du logiciel PFC2D (Itasca, 1997). Ce code de calcul utilisant la méthode des éléments distincts permet de simuler un sol granulaire et son renforcement en deux dimensions par des disques. Les renforcements géosynthétiques sont ici représentés par une chaîne de disques (Figure 2-42a). L'utilisation d'une loi de contact microscopique adéquate et correctement paramétrée permet de rendre compte parfaitement du comportement macroscopique en traction du géosynthétique. La résistance en traction et la raideur du géosynthétique sont liés à la résistance et aux efforts de tension des contacts entre disques du renforcement. Malgré les résultats pertinents obtenus par ce modèle, il présente deux inconvénients. D'une part la rugosité de l'interface sol/géosynthétique dépend de la taille des disques du géosynthétique et de l'élongation du renforcement, ce qui implique un comportement d'interface complexe inadapté au cas de géosynthétiques à l'interface parfaitement plan et continu. D'autre part, afin d'éviter un écartement trop important des disques initialement jointifs du renforcement et la modification de l'interface sol/géosynthétique, les efforts et déformations axiaux dans le renforcement géosynthétique doivent rester limités.

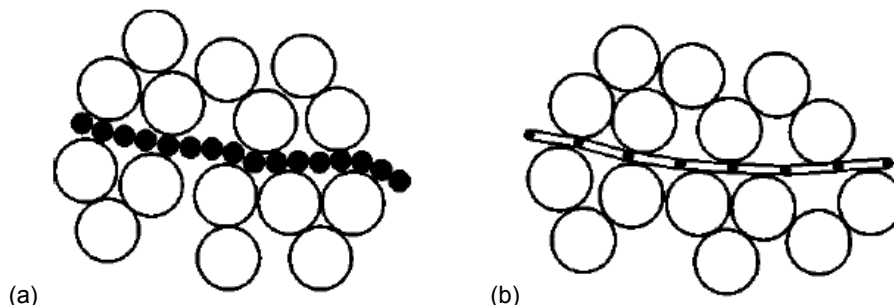


Figure 2-42 : Modélisation de l'interface sol/géosynthétique par la méthode des éléments discrets : avec des éléments discrets (a) ou des éléments « poutre » (b) (Chareyre et Villard, 2005)

Par la suite, Chareyre et Villard (2005) ont proposé une optimisation de ce modèle bidimensionnel de renforcement géosynthétique à partir d'éléments « barre » spécifiquement adaptés au cas des géosynthétiques (Figure 2-42b). Les éléments de renforcement de longueur variable sont reliés entre eux par des nœuds portant la masse du géosynthétique. L'allongement du renforcement est pris en compte localement par un écartement des nœuds du géosynthétique. Il n'y a pas de flexion pour un élément de renforcement géosynthétique isolé. Ces éléments « barre » sont alors couplés avec un

code aux éléments discrets simulant le sol. L'avantage de ce modèle est que la rugosité de l'interface reste relativement lisse, ce qui facilite sa caractérisation.

2.5.2.4 Modèles tridimensionnels

Différents chercheurs ont utilisé la méthode des éléments discrets (MED) pour modéliser l'interaction entre le sol et les renforcements géosynthétiques tels que les géogrilles. Ainsi, Chen et al. (2012) utilisent la MED pour représenter à la fois le remblai et la géogrille, qui est modélisée par un ensemble de particules sphériques assemblées de manière à reproduire la forme de la grille (Figure 2-43).

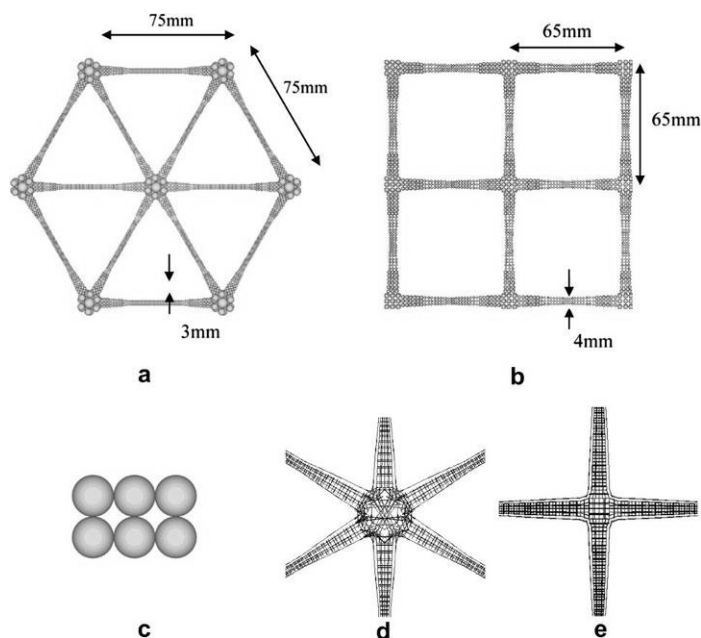


Figure 2-43 : Modélisation d'une géogrille par la méthode des éléments discrets : renforcement triaxial (a), biaxial (b), vue en coupe des câbles (c), contacts liés sur les renforcements triaxiaux (d) et biaxiaux (e) (Chen et al., 2012)

L'interaction sol/géogrille est gérée par les contacts entre éléments discrets du sol et de la grille. Cependant, bien que les paramètres de contact microscopiques entre éléments de la grille soient précautionneusement ajustés à partir d'essais de chargement, il est très difficile, compte tenu de la complexité de la géométrie de la géogrille, de reproduire numériquement son comportement lors d'un essai d'extraction. En effet le lien rigide entre particules de la géogrille peut ne pas reproduire le comportement exact du renforcement (traction, flexion). Tran et al. (2013) analysent également ce modèle et précisent que les contraintes et déformations de la géogrille peuvent ne pas y être représentatives de la réalité.

Comme pour le cas bidimensionnel, une solution possible est le couplage entre éléments discrets représentant le matériau de remblai, et éléments finis représentant le renforcement géosynthétique. Villard et al. (2009) ont ainsi défini un modèle de renforcement adapté à la problématique des ouvrages en terre renforcés. Les éléments finis utilisés pour simuler la nappe géosynthétique continue sont des éléments triangulaires plans à trois nœuds tenant compte de la structure fibreuse du géosynthétique (tricoté, tissé, non-tissé, renforcé selon une, deux ou plusieurs directions). Ces éléments décrivent le comportement en membrane et en tension du renforcement en cas de grandes déformations. Le modèle numérique a été validé par comparaison analytique de calculs en membrane sur des cas simples, et par comparaisons de résultats d'expérimentations effectuées en laboratoire ou en vraie grandeur. Le modèle discret modélisant le remblai se base sur la dynamique moléculaire développée par Cundall et Strack (1979). A l'interface entre le sol et le géosynthétique, des lois d'interactions spécifiques sont définies, tenant compte de rigidités de contact normales et tangentielles, et d'un angle de frottement (Figure 2-44).

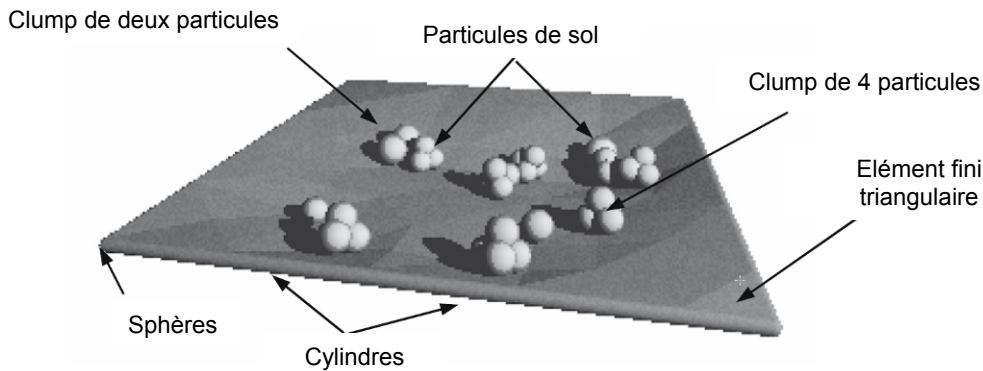


Figure 2-44 : Principe de l'interaction entre éléments finis et éléments discrets (Villard et al., 2009)

Enfin, Tran et al. (2013) utilisent un couplage entre un code aux éléments discrets modélisant le remblai et un code éléments finis modélisant une géogridde de renforcement pour simuler des essais d'extraction. La modélisation par éléments finis utilise ici une méthode de relaxation dynamique, un amortissement numérique étant intégré au modèle jusqu'à l'obtention d'un état stable. Une approche dynamique explicite étant également employée dans le modèle discret, les deux approches sont compatibles et peuvent être couplées. Le dialogue entre les deux codes de calcul est assuré par des éléments d'interface qui permettent le transfert des efforts de contact entre les domaines régis par la méthode aux éléments finis et la méthode aux éléments discrets. L'algorithme de contact entre les éléments discrets et les éléments d'interface est similaire à celui régissant le contact entre éléments discrets. Au final, le renforcement modélisé pour la simulation d'essais d'extraction est une grille aux ouvertures rectangulaires de 25 mm par 33 mm (Figure 2-45). Ainsi lors de la simulation de l'essai d'extraction, les câbles de la grille dans le sens du chargement sont sollicités en traction, alors que les éléments en travers sont sollicités en flexion.

Les simulations de Tran et al. (2013) ont également permis de souligner que les déplacements et contraintes les plus élevés dans la grille sont localisés à proximité du chargement, et que leurs valeurs décroissent rapidement pour atteindre de très faibles valeurs à mi-distance du renforcement. Une augmentation des contraintes et déformations du sol est également relevée sur la face du modèle côté chargement et à proximité de la grille. Après comparaison aux résultats expérimentaux, il en retourne que les mouvements du sol et la distribution des efforts de contact du modèle numérique sont en adéquation avec les observations expérimentales.

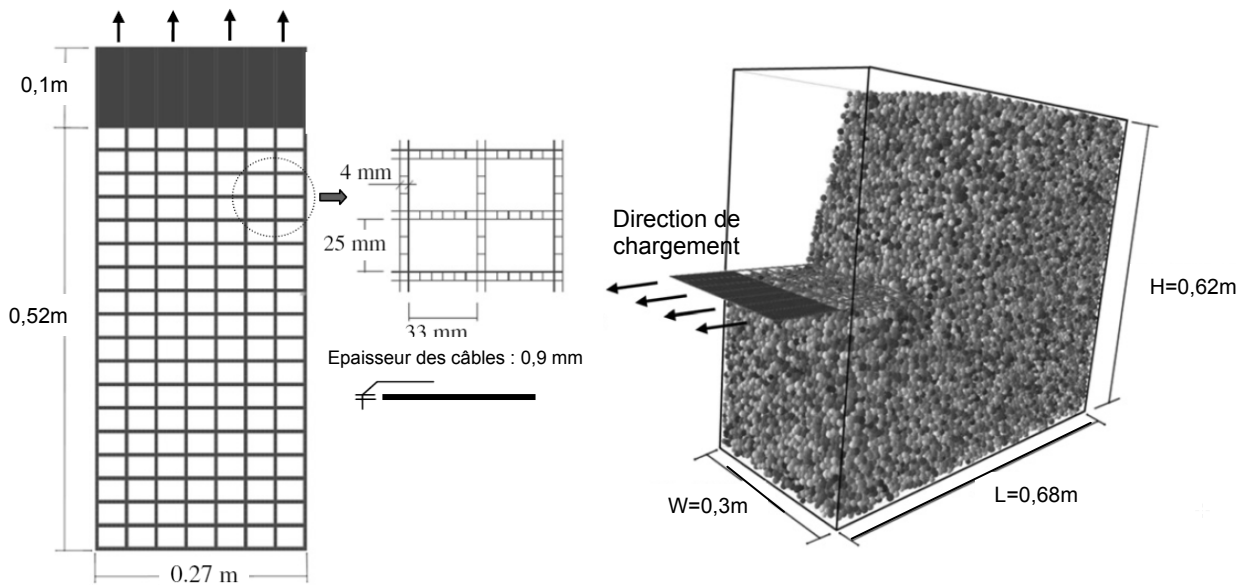


Figure 2-45 : Géométrie de la géogridde (a) et vue partielle du modèle à l'état initial, avant extraction du renforcement (b) (Tran et al., 2013)

2.5.3 Outils numériques discrets utilisés et développés dans le cadre de la thèse

L'emploi de la méthode des éléments discrets (MED) dans le cadre de ces travaux de thèse se justifie par la nécessité d'observer les phénomènes de reports de charge au sein du remblai. Contrairement à une approche continue de type éléments finis, qui se limite à des paramètres de comportement macroscopiques du matériau sol, la MED permet de représenter de manière fine le comportement du remblai au niveau de ses grains. Il devient donc possible d'observer des phénomènes rhéologiques indiscernables par les méthodes continues et comprenant des réarrangements granulaires, des discontinuités, ou des ruptures. Concrètement, cela permet de prendre en considération des mécanismes dans le sol tels que les grands déplacements, les rotations, le foisonnement ou la compaction, le cisaillement et les transferts de charge.

Plus particulièrement, la MED permet ainsi de modéliser les grands déplacements dus à la formation d'une cavité sous un remblai renforcé ou non par un géosynthétique, ainsi que la possible fissuration d'une couche de sol traité. Les méthodes continues restent en effet limitées sur ce point : les déformations du maillage trop importantes dans le corps de remblai, la nécessité de modification du maillage de sol sous le renforcement géosynthétique pour y simuler la formation d'un vide, ou l'ouverture du maillage pour simuler une fissuration sont autant de situations peu aisées à implémenter.

Par ailleurs, la MED présente l'intérêt de s'affranchir des lois de comportement habituellement utilisées dans les méthodes continues. En effet, les lois de comportement parfois sophistiquées font appel à des paramètres qu'il est peu aisé d'estimer, ou qui nécessitent des essais de caractérisation particuliers. L'avantage de la MED est qu'elle prend explicitement en compte les mécanismes qui se développent au niveau micromécanique comme les déplacements irréversibles entre particules et réarrangements granulaires sans besoin d'implémenter des lois de comportement complexes, ce qui est particulièrement intéressant lors de la simulation d'essais de chargement cycliques. De plus, une fois les paramètres microscopiques ajustés, il est possible de s'assurer du comportement mécanique macroscopique de l'échantillon granulaire par la simulation d'essais de caractérisation numériques. Ces essais numériques peuvent ensuite être corrélés à des essais de laboratoire classiques de mécanique des sols.

Deux codes de calcul aux éléments discrets ont été employés en fonction de leurs spécificités : le logiciel SDEC (Spherical Discrete Elements Code, Donze et Magnier 1997) développé à l'origine par Frédéric Donzé pour des applications mettant en œuvre des sphères, puis adapté et validé pour des applications de renforcement de sol par nappe géosynthétique par l'adjonction de cluster (Salot, 2007) et d'éléments spécifiques caractérisant les géosynthétiques (Le Hello, 2007), le logiciel YADE (Yet Another Dynamic Engine, Šmilauer et al. 2010a, 2010b) qui a fait l'objet de développements récents pour des applications de renforcement par géographe. Le logiciel Yade est une version reformulée du logiciel SDEC qui est très largement utilisée à l'heure actuelle car en accès en open source. Ces deux codes suivent la logique de la dynamique moléculaire.

2.5.3.1 Code de calcul SDEC (*Spherical Discrete Element Code*)

Le code de calcul SDEC utilise une modélisation numérique fondée sur la Méthode des Éléments Discrets (MED), qui permet de caractériser la localisation de la déformation dans un milieu granulaire. Ce code permet également de suivre la création et l'évolution de fractures lors de sollicitations dynamiques allant jusqu'à une éventuelle fragmentation du milieu (Donze et al., 1996).

Le logiciel SDEC est exécuté sous Windows et comprend différents modules permettant de générer les éléments discrets de la simulation, d'éventuellement les modifier, et d'exécuter la simulation proprement dite. Pour les besoins de l'étude numérique dans la configuration cavités, seuls les modules de génération et de simulation ont été employés.

■ Génération des éléments discrets

Ce premier exécutable permet la création des groupes ou structures d'éléments discrets de la simulation. Au préalable, l'utilisateur décrit précisément chaque groupe d'éléments discrets dans différents fichiers de données : géométrie et nombre d'éléments discrets, matériau, loi de comportement... etc., ce qui peut donner lieu à un nombre relativement important de fichiers et de données à implémenter.

L'exécution du module de génération des éléments provoque la lecture de ces données, la génération d'une liste d'éléments complétée au fur et à mesure de l'exécution, puis la sauvegarde de cette liste d'éléments discrets sous deux formats différents : un fichier au format binaire pour permettre des modifications ultérieures de la liste, et un enregistrement au format ASCII pour visualiser l'ensemble des éléments discrets créés avec un logiciel de visualisation graphique.

La génération ici présentée ne concerne qu'un agencement des différents groupes d'éléments discrets ordonnés de manière simple. La mise en place définitive d'un volume d'éléments discrets représentant un sol granulaire est ensuite réalisée lors d'une simulation indépendante, où les particules sont mises en place par grossissement progressif suivant la méthode REFD (Radius Expansion Friction Decrease).

▪ Exécution de la simulation numérique

L'exécutable permettant le déroulement de la simulation numérique utilise notamment les fichiers binaires contenant la liste des éléments discrets créés lors de l'étape de génération précédemment décrite, un fichier global décrivant la simulation, ainsi que différentes DLL (Dynamic Link Library) permettant l'exécution de la simulation, les interactions et la sauvegarde des données résultats.

L'utilisateur complète un fichier de données permettant de gérer le déroulement de la simulation en précisant le nombre d'itérations maximal autorisé, les limites de la grille de recherche d'éléments discrets pris en compte dans la simulation, le nombre de sauvegardes, ainsi que différents facteurs pris en compte par le calcul : atténuation, chargement ou non des contacts, etc. Les noms des fichiers initiaux et de sauvegarde y sont également donnés dans cette première partie « générale » du fichier de données de la simulation. Le reste des informations données par l'utilisateur sont des données spécifiques à la simulation mise en œuvre. Par exemple dans le cas de l'ouverture d'une cavité sous un remblai renforcé par géotextile, les dimensions et position de la nappe, le centre de la cavité et sa vitesse d'ouverture sont donnés.

Concrètement, le calcul est exécuté par une DLL spécifique à la configuration de la simulation, qui doit être écrite par l'opérateur et compilée à part. Dans le cas de l'ouverture de cavité sous un remblai renforcé, cette DLL comprend une étape de mise en place sous poids propre puis les différentes étapes d'ouverture progressive de la cavité par augmentation de son rayon. Les interactions sont gérées par une DLL elle aussi écrite par l'utilisateur et compilée à part, qui contient les propriétés spécifiques aux interactions ayant lieu entre éléments discrets lors de la simulation. Enfin, une dernière DLL spécifique aux sauvegardes doit être écrite et compilée à part. Il est fait successivement appel à ces DLL successivement sur les différentes étapes du calcul.

▪ Application du logiciel SDEC aux structures renforcées par géosynthétique

Le modèle numérique utilisé pour l'étude des cavités au Chapitre 3 est basé sur un couplage entre les méthodes éléments discrets et éléments finis, respectivement utilisées pour décrire le comportement du sol granulaire et du renforcement géosynthétique (Villard et al. 2009).

Le remblai granulaire est simulé par un ensemble de clumps de deux sphères enchevêtrées qui interagissent entre eux en leurs points de contact.

La nappe géosynthétique est décrite par des éléments triangulaires plans déformables comportant trois nœuds et de faible épaisseur (Figure 2-46a), dont le comportement régi par une matrice de rigidité s'apparente à celui d'éléments finis. Ces éléments sont juxtaposés en un maillage régulier dans le plan initial du renforcement, et permettent ainsi de décrire la nature fibreuse et les directions de renforcement de la nappe (Villard et Giraud, 1998) tout en reproduisant son comportement en membrane et en tension. De fait, aucun effort de flexion ou de compression n'est considéré dans les fibres. Il convient d'ajuster les dimensions des éléments discrets de sol et des éléments de nappe en fonction de la taille des particules du remblai et des sphères simulant le sol support, sous le renforcement géosynthétique. Il s'agit en effet de garantir une déformation de la nappe géosynthétique en cohérence avec son environnement granulaire : les triangles de la nappe doivent être suffisamment nombreux afin de permettre une déformation de type membrane. De plus pour bien répartir l'action du sol sus-jacent sur la nappe, on recherche à avoir un contact par triangle de la nappe avec une sphère du matelas (Figure 2-46b). Pour assurer la planéité de la nappe au niveau du sol support, on cherche à obtenir deux contacts par triangle de la nappe avec le sol support sous-jacent.

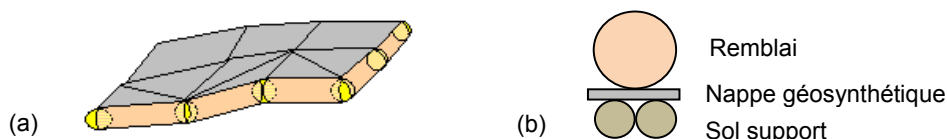


Figure 2-46 : Définition de la nappe géosynthétique (a) et taille relative des éléments du modèle (b)

L'interaction entre les éléments de sol et de la nappe est gérée par des lois de contact similaires à celles utilisées entre les particules de sol et permettent de restituer parfaitement le comportement d'interface, à savoir des raideurs normales et tangentiels, et un angle de frottement. La raideur normale garantit l'absence d'interpénétration entre les éléments de sol et de nappe. Sa valeur est choisie en accord avec la raideur des particules de remblai. La raideur tangentielle du contact sol/nappe permet notamment de caractériser le déplacement U_0 de la nappe nécessaire à la mobilisation du frottement maximum (Briançon et Villard, 2008). Ce déplacement U_0 est directement lié à la contrainte tangentielle maximale τ_{\max} exercée sur la nappe de la manière suivante :

$$\tau_{\max} = \sigma_v \cdot \tan(\varphi_{\text{sol/nappe}}) = K_0 \cdot U_0 \quad \text{Eq. 2-60}$$

Dans cette expression, K_0 est la raideur tangentielle de la nappe et U_0 est le déplacement minimum de mobilisation du frottement maximum. La contrainte tangentielle τ_{\max} est définie par un critère de rupture de Coulomb (Equation [2-60]) où σ_v est la contrainte verticale exercée sur la nappe et $\varphi_{\text{sol/nappe}}$ l'angle de frottement entre le sol et la nappe obtenu par un essai de frottement.

Au final, le comportement tangentiel se résume aux courbes suivantes (Figure 2-47), où K_0 désigne la raideur tangentielle du contact entre le sol et la nappe géotextile. La contrainte tangentielle atteinte en un point de la nappe dépend du déplacement de la nappe u et de la contrainte normale σ_N appliquée en ce point. A chaque valeur de contrainte normale σ_{Ni} correspond un déplacement minimal de mobilisation du frottement maximum $U_0(\sigma_{Ni})$, ainsi qu'une valeur maximale de contrainte de cisaillement $\tau_{\max}(\sigma_{Ni})$.

La valeur de raideur tangentielle prise en compte dans les modèles numérique est définie de sorte à obtenir un déplacement U_0 en bord de cavité qui puisse être pertinent, de l'ordre de quelques millimètres.

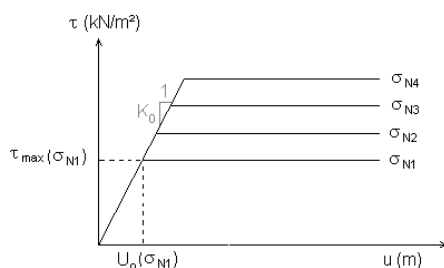


Figure 2-47 : Comportement modélisé numériquement à l'interface entre un géotextile et un matériau granulaire

Par ailleurs, l'angle de frottement entre le sol et la nappe peut être fixé en première approche selon la relation suivante : $\varphi_{\text{sol/nappe}} = 0,7 \cdot \tan^{-1}(\varphi_{\text{sol}})$. Lorsqu'ils sont disponibles, il est toutefois préférable de fixer cette valeur d'après des résultats d'essais de frottement.

Les particules de sol sont mises en place à une porosité donnée par la méthode REFD (Radius Expansion-Friction Decrease) qui garantit un contrôle très précis de leur agencement (Salot et al. 2009) et de leurs propriétés mécaniques. Concrètement, la taille des éléments discrets contenus dans un volume défini est très progressivement augmentée de manière à ce que le confinement des particules ne dépasse pas une valeur seuil donnée. La porosité de l'échantillon discret décroît donc au fur et à mesure du grossissement des particules. En parallèle, l'angle de frottement microscopique entre particules est également diminué afin de garantir le respect de la valeur de confinement et la stabilité de l'ensemble de particules. Une fois le matériau granulaire mis en place à la porosité souhaitée, et avant de démarrer la simulation proprement dite (mise en place sous poids propre, puis ouverture d'une cavité par exemple), la valeur de frottement microscopique entre sphères est ramenée à une valeur soigneusement ajustée à l'aide d'essais triaxiaux numériques. L'objectif est d'obtenir à partir des paramètres microscopiques une caractérisation macroscopique du remblai (angle de frottement interne, cohésion éventuelle, module d'Young, dilatabilité) qui soit pertinente en regard des matériaux existants.

Pour simuler un horizon compressible sous la nappe géosynthétique, des éléments « ressort » de type Winckler ont été utilisés. Ces éléments permettent l'application de forces verticales, proportionnelles à la raideur des ressorts et à la surface des éléments, aux nœuds des éléments de la nappe. Ainsi, une rigidité $k_{n,\text{comp}}$ (Equation [2-61]) est définie en fonction du module œdométrique $E_{\text{oedo,comp}}$ et de l'épaisseur H_{comp} de sol compressible sous le renforcement géosynthétique :

$$k_{n,comp} = \frac{E_{oedo,comp}}{H_{comp}} \quad \text{Eq. 2-61}$$

Enfin, pour faciliter la convergence du système pour des applications quasi statique, un amortissement numérique a été utilisé pour notamment éviter la propagation d'ondes élastiques dans le modèle et limiter la durée des calculs. Le modèle d'amortissement numérique retenu équivaut à ajouter des forces résistives qui freinent les particules lors de leur déplacement. Un terme supplémentaire lié à l'amortissement est donc ajouté aux équations de la dynamique, ce qui aboutit à la formulation suivante pour une particule discrète i de masse m_i , de vitesse v_i et d'accélération γ_i :

$$m_i \cdot \vec{\gamma}_i = \left(\sum \vec{F}_{ext} \right) \times \left(1 - \alpha \cdot \frac{\vec{v}_i}{\|\vec{v}_i\|} \right) \quad \text{Eq. 2-62}$$

Dans cette expression, F_{ext} représente les forces extérieures exercées sur la particule i , et α est le terme d'amortissement local, s'opposant au déplacement de l'élément discret i . L'amortissement s'applique également au bilan des moments M_{ext} des efforts extérieurs appliqués à l'élément discret i . Pour une particule i d'inertie I_i et de rotation θ_i :

$$I_i \cdot \ddot{\theta}_i = \left(\sum \vec{M}_{ext} \right) \times \left(1 - \alpha \cdot \frac{\dot{\theta}_i}{\|\dot{\theta}_i\|} \right) \quad \text{Eq. 2-63}$$

Si α est nul, il n'y a pas d'amortissement. En revanche pour $\alpha = 1$, l'amortissement est total.

2.5.3.2 Logiciel YADE (Yet Another Discrete Engine)

Le logiciel YADE (Yet Another Dynamic Engine, Šmilauer et al. 2010) utilise également les principes de la MED mais comprend une structuration différente de celle du logiciel SDEC. Ainsi, toute la simulation numérique est programmée à l'aide d'un unique script rédigé par l'utilisateur dans le langage python. Ce script comprend toutes les données d'entrée de la simulation et fait appel à des objets, moteurs de calcul et autres fonctions définis dans les bibliothèques de référence du logiciel qui seront exécutés dans un environnement Linux.

La structure du code est ainsi hiérarchisée en classes de références dont les principales sont les suivantes :

- les objets de la simulation : géométrie, état (degrés de liberté bloqués, vitesse, etc.), matériau constitutif, type de contacts et volume de détection ;
- les interactions entre éléments discrets : géométrie des objets en interaction, position, comportement physique (cisaillement, friction, viscosité, etc.) ;
- les moteurs de calcul (globaux et partiels) : initialisation des efforts, détection des contacts et liste des interactions, boucle de gestion de ces interactions (description géométrique des contacts et lois de contact), application de la gravité, mise à jour des positions des éléments discrets par les équations de Newton, sauvegardes, etc...

Un mécanisme d'amortissement est intégré au moteur de calcul pour faciliter la convergence du système en cas d'applications quasi-statiques. En effet, si un comportement élastique est attribué au matériau, l'énergie fournie peut ne pas être dissipée. Un amortissement de type non visqueux est alors introduit sous la forme d'une force d'amortissement et d'un coefficient d'amortissement χ adimensionnel. Les équations de la dynamique sont modifiées, prenant dans le cas de l'accélération la forme suivante (Chareyre, 2005) :

$$m^q \cdot \ddot{x}_i^q = \left[R_i^q - \chi \left| R_i^q \right| \cdot \text{sgn}(\dot{x}_i^q) \right] \quad \text{Eq. 2-64}$$

On reconnaît la formulation de l'amortissement utilisée par le logiciel SDEC (équation 2-61), avec R_i^q la somme des efforts extérieurs sur la particule i de masse m^q , de vitesse \dot{x}_i^q et d'accélération \ddot{x}_i^q .

Des sauvegardes sont effectuées à différentes étapes du calcul. Deux formats d'enregistrement sont employés, un format spécifique au logiciel Yade permettant une relecture ultérieure de toutes les informations de la simulation au moment de l'enregistrement, et un ensemble de fichiers texte détaillant les données d'exploitation précises telles que la position des éléments ou les efforts de contact.

▪ *Application du logiciel YADE aux structures renforcées par géogrille*

Des nouveaux développements réalisés au laboratoire 3SR par F. Kneib et B. Chareyre début 2013, portant sur l'implémentation d'éléments de type grille dans YADE, ont permis l'application du logiciel aux structures en sol renforcé par géogrille, et en particulier au renforcement des plateformes granulaires sur inclusions rigides. Les simulations numériques mises en place en collaboration avec F. Kneib et B. Chareyre comprennent les étapes principales suivantes :

- la définition des différents groupes d'éléments discrets et objets de la simulation : plateforme de transfert de charges, sol compressible, inclusions rigides, murs délimitant les frontières du modèle, et lit de sphères en toit de plateforme de transfert de charges pour l'application d'une surcharge (Figure 2-48a).
- le grossissement des clumps de la plateforme de transfert de charges et du sol compressible selon la méthode REFD ;
- la mise en place des éléments sous poids propre ;
- l'application progressive de la surcharge en tête de la plateforme de transferts de charge.

Les possibilités et avantages du logiciel YADE par rapport au code de calcul SDEC sont d'une part la possibilité de modéliser des géogrilles avec des ouvertures définies, et d'autre part de pouvoir les intégrer au sein d'un ensemble de particules discrètes simulant le matelas de transfert de charges (Figure 2-48a).

La génération des géogrilles s'appuie sur une procédure géométrique systématique, utilisant deux types d'éléments discrets : des sphères représentant les nœuds de la géogrille, et des connexions cylindriques représentant les brins de renforcement de la grille (Figure 2-48b). Ainsi, les nœuds de la grille sont générés progressivement en fonction de ses dimensions et de ses ouvertures. Chaque nœud créé est relié par des connexions cylindriques aux nœuds voisins sous condition que la connexion mise en place corresponde bien à la trame de la géogrille. On note de plus que trois connexions sont ajustées en série sur un brin de la maille de la géogrille pour une meilleure prise en compte de sa déformation sous des sollicitations combinées de traction et de flexion.

Sur le plan mécanique, les efforts de contact entre les particules de remblai et les connexions cylindriques de la grille sont régis par des lois de contact élastoplastiques avec un critère de rupture de Coulomb. Le poids de la grille, les efforts de traction et les déformations développés dans le renforcement sont affectés aux nœuds de la grille. En effet, deux nœuds reliés par une connexion ne sont pas en contact direct, mais définis par un écartement initial. Lors de la sollicitation de la grille, les nœuds se déplacent et leur écartement varie, ce qui permet de calculer une déformation et un effort de traction en prenant en compte la raideur du renforcement (ramenée à un brin de ce renforcement).

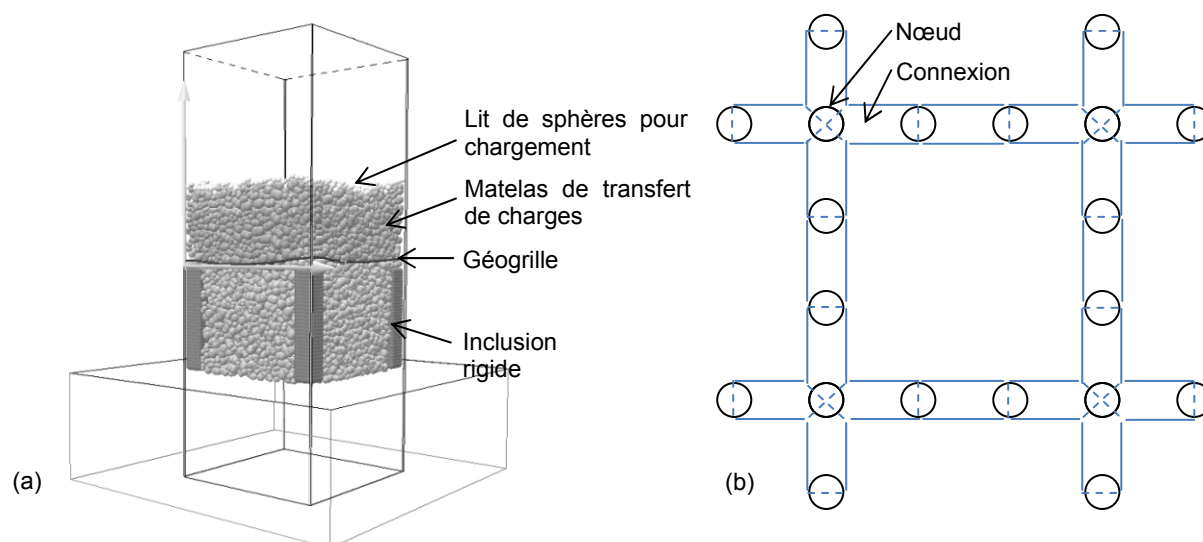


Figure 2-48 : Modélisation du renforcement par géogrille – Vue d'ensemble du modèle (a) et schéma de construction d'une maille de géogrille (b)

Par ailleurs, le logiciel Yade étant basé sur la définition des caractéristiques des matériaux par des modules d'Young, il est nécessaire de déterminer le module d'Young du matériau de la grille $E_{Y,Grid}$ à

partir de sa raideur J (obtenue par essai de traction) et de sa géométrie (nombre de brins sur un mètre de large n, rayon R des éléments sphères et cylindre) :

$$E_{Y,Grid} = \frac{J}{n.\pi.R^2} \quad \text{Eq. 2-65}$$

Pour les applications de renforcement de sol par inclusions rigides, le sol compressible est modélisé par des clumps au même titre que le matelas de transfert de charges. Concrètement, les éléments discrets de la plateforme de transfert de charges et du sol compressible sont mis en place de manière indifférenciée. Cette définition du sol compressible est validée par des essais de chargement en conditions œdométriques.

Par ailleurs, un avantage de représenter le sol compressible par des éléments discrets est la possibilité apportée par le modèle de prendre en considération les interactions entre le sol compressible et les inclusions rigides.

2.5.3.3 Procédures de calcul développées ou utilisées dans le cadre de la thèse

La réalisation de simulations numériques discrètes à l'aide des logiciels SDEC et YADE nécessite une exploitation appropriée permettant de caractériser les matériaux granulaires définis numériquement afin d'en connaître les caractéristiques mécaniques macroscopiques, puis de visualiser finement le comportement des ouvrages modélisés par un post-traitement effectué sous Matlab. L'optimisation de ces fonctions Matlab de post-traitement constitue une part importante du travail de thèse.

■ Caractérisation des matériaux granulaires

Une fois mis en place à la porosité souhaitée, le matériau granulaire défini par ses paramètres microscopiques est numériquement testé par essais triaxiaux afin d'obtenir sa caractérisation mécanique macroscopique (cohésion, angle de frottement et module d'Young). Cet essai numérique est réalisé à l'aide du logiciel SDEC ou YADE, à partir d'un échantillon de matériau mis en place suivant la procédure REFD.

Le comportement mécanique macroscopique du remblai est régi par ses paramètres mécaniques microscopiques de cohésion (adhésion normale et tangentielle) et de frottement. La caractérisation mécanique macroscopique obtenue par les essais numériques dépend de la porosité de l'échantillon, ou de sa densité relative. De même, l'agencement et la forme des éléments discrets influencent le résultat des essais de caractérisation.

La détermination des paramètres micro mécaniques se fait sur la base d'essais triaxiaux numériques de sorte que soient restituées les propriétés mécaniques macroscopiques souhaitées du matériau granulaire. L'exemple en Figure 2-49a concerne un assemblage de clumps de deux sphères d'éclatement 1,5 caractérisé par une cohésion microscopique nulle et un angle de frottement microscopique de 30°. L'essai triaxial numérique permet d'obtenir un angle de frottement interne macroscopique de 35° pour une cohésion nulle.

Dans le cas d'un matériau cohésif, ces essais triaxiaux peuvent être complétés par un essai de flexion trois points. L'exemple en Figure 2-49b concerne un assemblage de clumps de deux sphères d'éclatement 1,5 caractérisé par une cohésion microscopique normale et tangentielle de 75kPa et un angle de frottement microscopique de 30°. La caractérisation macroscopique par essais numériques permet d'obtenir un angle de frottement de 38°, une cohésion de 35 kPa et une contrainte de traction maximale de 34 kPa.

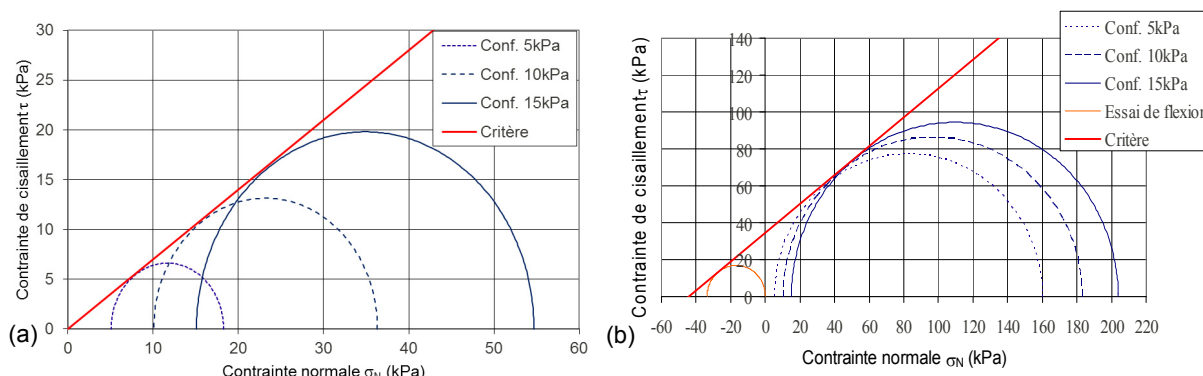


Figure 2-49 : Exemple de caractérisation – Critère d'un matériau granulaire purement frottant (a) et d'un matériau cohésif (b)

Les courbes du déviateur de contrainte et de la variation de volume en cours d'essai sont également données à titre indicatif (Figure 2-50).

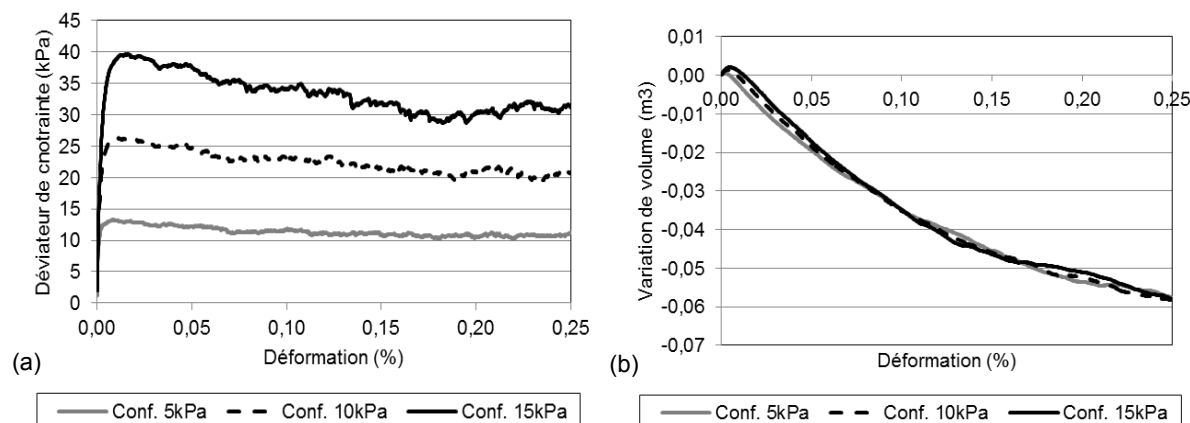


Figure 2-50 : Exemple de caractérisation – Déviateur de contraintes (a) et variation de volume (b) d'un matériau granulaire numérique

L'ensemble des matériaux granulaires mis en place lors des simulations numériques est testé selon ces procédures par le biais d'une étude paramétrique. Un large jeu de paramètres micromécaniques (angle de frottement, cohésion entre éléments discrets) est ainsi testé pour trois valeurs de confinement différentes afin de déterminer les caractéristiques macroscopiques correspondantes du matériau granulaire simulé. Une table de correspondances est alors définie entre paramètres microscopiques et caractéristiques macroscopiques (Annexe 6).

Par la suite, les paramètres micromécaniques utilisés pour les simulations numériques des chapitres 3 et 4 (cavités, inclusions rigides) sont choisis de manière à ce que les caractéristiques macroscopiques résultantes correspondent aux caractéristiques mécaniques de matériaux granulaires existants ou testés lors des expérimentations en vraie grandeur.

▪ *Routines générales de post-traitement*

Afin d'analyser les résultats numériques extrêmement nombreux et volumineux, des procédures Matlab ont été rédigées afin d'obtenir des tracés graphiques des grandeurs caractéristiques suivantes sur les différentes étapes d'enregistrement :

- Déplacements des clumps du remblai ;
- Chaînes des efforts de contact au sein du matériau granulaire ;
- Déplacements de la nappe géosynthétique ou de la géogrille ;
- Tensions et déformations du renforcement géosynthétique ;
- Efforts de contact sur et sous le géosynthétique, et contraintes moyennes sur le renforcement dans le cas des nappes géosynthétiques définies sous SDEC ;
- Contraintes au sein du remblai granulaire (détaillé ci-dessous) ;
- Foisonnement du remblai (détaillé ci-dessous).

L'ensemble de ces routines de post-traitement permet d'évaluer le comportement cinématique et les reports de charge au sein des structures étudiées.

▪ *Calcul des contraintes au sein d'un assemblage granulaire discret*

Les contraintes au sein du remblai granulaire sont calculées par le biais de la formule de Weber (1966) donnant le tenseur des contraintes au sein d'un volume V considéré comme représentatif et englobant un nombre donné de particules :

$$\sigma_{ij} = \frac{1}{V} \sum_{\alpha=1}^{N_c} f_{\alpha}^i l_{\alpha}^j \quad \text{Eq. 2-66}$$

Le nombre N_c représente le nombre de contacts au sein du volume V , f_{α}^i est la projection sur l'axe i de la force de contact au contact α considéré, et l_{α}^j est la projection sur l'axe j du vecteur branche du contact α . Ce dernier vecteur peut prendre différentes significations. Quel que soit le type de contact,

le vecteur branche se définit en rapport à une particule, et à un contact et correspond à la longueur caractéristique qui relie le point de contact au centre de gravité de la particule (Figure 2-51).

Cette procédure de calcul est déjà implémentée dans les codes de calcul discret tels que YADE. Un script rédigé sous Matlab a été réalisé afin de traiter les résultats SDEC et de disposer d'un post-traitement général.

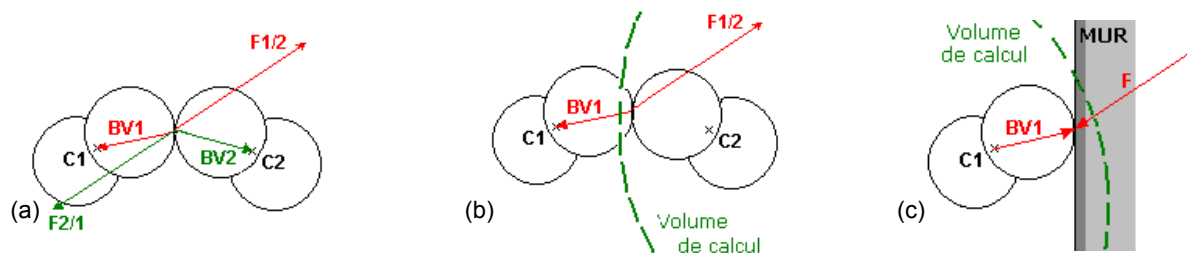


Figure 2-51 : Calcul de contraintes au sein du matériau granulaire – Vecteur branche et effort de contact associé pour des contacts entre deux sphères au sein du volume de calcul (a), deux sphères dont une seule au sein du volume de calcul (b), ou un contact entre une sphère du volume de calcul et un mur du modèle (c)

▪ Porosité et foisonnement du matériau granulaire en cours de simulation

Lors de l'ouverture d'une cavité sous un remblai granulaire, de grands déplacements et réarrangements ont lieu au sein du matériau. Ces mouvements induisent une variation de la porosité locale du matériau de remblai, qui est amené à foisonner ou à se densifier. Un calcul de la porosité globale de l'échantillon peut être obtenu sous SDEC mais la notion de porosité locale, en un point donné du matériau, n'y est pas implémentée : cela fait donc l'objet d'une routine de post-traitement complémentaire.

Le principe de calcul de la porosité locale en un point de mesure donné du remblai est le suivant. Autour du point de mesure, un volume sphérique de diamètre fixé en fonction de la taille des particules de remblai est défini (Figure 2-52). Il s'agit du volume de calcul au sein duquel la porosité est calculée, puis ramenée à une valeur attribuée au point de mesure. Pour chaque point de mesure, une liste des éléments discrets du remblai présents dans la sphère de calcul associée est construite.

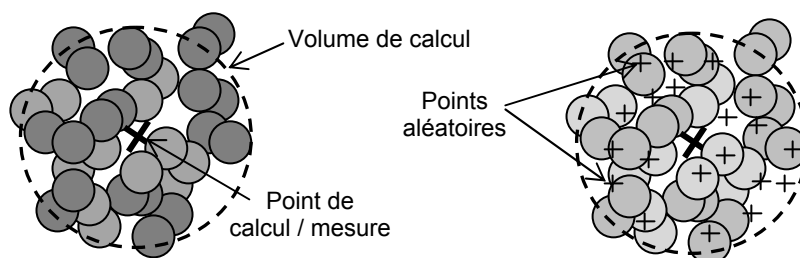


Figure 2-52 : Principe de calcul de la porosité locale au sein d'un matériau granulaire

Un nuage de points est alors généré de manière aléatoire au sein du volume de calcul. Chaque point généré aléatoirement est testé afin de savoir s'il se situe au sein d'une particule discrète de sol ou dans un emplacement vide du matériau granulaire. Au final, le rapport du nombre de points aléatoires compris dans un élément discret de la sphère de mesure et du nombre total de points aléatoires générés dans la sphère de mesure permet d'obtenir une valeur numérique de porosité.

Dans le cas où le volume de calcul est localisé en bord de remblai, la sphère de calcul est tronquée. Il est tenu compte de ce biais en ne considérant que les points aléatoirement générés à la fois dans la sphère de calcul, et dans le volume de remblai dont les frontières sont connues.

L'état de densité relative sur un volume de calcul est ensuite calculé à partir de la porosité locale du point à l'étape de calcul considérée $n_{\text{locale},N}$ et de la porosité locale initiale $n_{\text{locale,init}}$ du point de calcul. Ces porosités donnent les volumes de matériaux effectifs dans le volume de calcul $(1 - n_{\text{locale},N})$ à l'étape de calcul considérée et $(1 - n_{\text{locale,init}})$ à l'état initial. L'état de densité relative local $D_{R,\text{local}}$ est alors :

$$D_{R,local} = \frac{1 - n_{locale,N}}{1 - n_{locale,init}} \quad \text{Eq. 2-67}$$

Pour une valeur de densité relative supérieure à 1, le matériau se densifie au sein du volume de calcul sphérique. Lorsque la densité relative est inférieure à 1, le matériau foisonne.

2.6 Conclusions de l'étude bibliographique

Les géosynthétiques de renforcement consistent en un produit industriel complexe, dont la conception, la caractérisation et le dimensionnement tiennent compte de différentes normes et recommandations en vigueur. Le fonctionnement de ces renforcements et les mécanismes impliqués ont été étudiés par différents auteurs pour des problématiques d'effondrement localisés et d'inclusions rigides.

Sur le thème des cavités, les différentes études expérimentales relevées montrent des travaux variés, qui ont permis une bonne appréhension du comportement de la nappe géosynthétique en membrane au droit de la cavité, du phénomène de glissement dans les ancrages ou du foisonnement du matériau de remblai granulaire déformé. Il a également été possible de constater la formation de voûtes de report de charges dans le remblai et de tester différents systèmes d'instrumentation. Néanmoins, la plupart des essais recensés s'identifient à des essais de type « trappe », dont le fonctionnement peut ne pas forcément correspondre au mécanisme de remontée d'un fontis s'élargissant en base de remblai. Les travaux expérimentaux de la bibliographie donnent donc une piste à suivre pour l'établissement d'une nouvelle expérimentation en vraie grandeur.

Sur le plan analytique, les mécanismes de report de charge et méthodes de dimensionnement de géosynthétiques au droit d'une cavité ont fait l'objet de différents travaux et optimisations. Globalement, les méthodes les plus récentes prennent en compte le foisonnement du remblai constaté expérimentalement pour des matériaux non cohésifs, et une méthode de dimensionnement tient compte du glissement du renforcement en ancrage. Ces méthodes de dimensionnement considèrent cependant toutes une distribution de charge uniforme sur la nappe géosynthétique, qui ne correspond pas exactement à l'idée d'un report de charge par voûte dans le remblai. Sur ce point, les travaux de thèse s'orienteront donc vers la précision des transferts de charge sur la nappe géosynthétique et la forme de leur distribution.

La thématique des inclusions rigides a elle aussi donné lieu à différents travaux expérimentaux, dont un certain nombre d'exemples significatifs ont été présentés précédemment. Ces expérimentations ont permis d'appréhender, voire de quantifier le phénomène de report de charge vers les inclusions rigides. Différents matériaux géosynthétiques sont également testés. Néanmoins, l'apport du géosynthétique dans la plateforme de transfert de charge semble encore difficilement quantifiable. Sur ce point, la conception des expérimentations réalisée dans le cadre de la thèse doit tenir compte de cette difficulté pour chercher des éléments de réponse complémentaires.

Par ailleurs, le dimensionnement de géosynthétiques de renforcement en base de remblais sur inclusions rigides a fait l'objet de développements analytiques poussés très récents, liés au contexte technique et économique du moment. Des apports divers sont ainsi répertoriés dans la bibliographie, autant sur la méthode de dimensionnement du géosynthétique elle-même que sur le modèle de transferts de charges au sein du remblai. Ces méthodes seront confrontées aux résultats expérimentaux et numériques obtenus dans le cadre de ce travail.

Enfin, la bibliographie recense diverses études numériques selon des méthodes de simulation continues ou discrètes. Les travaux les plus récents permettent ainsi de modéliser une géogrille à mailles ouvertes et ses interactions avec un sol granulaire. Il est également possible de coupler des modèles finis et discrets afin de simuler le comportement de nappes géosynthétiques continues dans un milieu granulaire discret, et de calibrer ces modèles numériques à partir de données expérimentales. Ainsi, dans le cadre de ces travaux de thèse, les simulations numériques calées sur des résultats expérimentaux devront permettre une compréhension fine des mécanismes de sollicitation du géosynthétique et de déformation du remblai. Les simulations numériques devront ainsi apporter un complément d'information qui ne peut être obtenu expérimentalement, par exemple en raison de difficultés d'instrumentation.

CHAPITRE 3 : EFFONDREMENTS LOCALISES

Les travaux effectués dans le cadre de la thématique des effondrements localisés, consistent en la réalisation et l'analyse d'expérimentations en vraie grandeur, ainsi qu'en la définition, la validation et la calibration d'un modèle numérique de remblai renforcé couplant éléments finis et éléments discrets. Les résultats expérimentaux sont alors analysés à la lumière des résultats numériques qui complètent et détaillent les informations expérimentales. Enfin les confrontations de ces résultats avec ceux des méthodes analytiques existantes ont permis, en apportant un regard critique vis-à-vis des hypothèses émises, de faire évoluer les méthodes de dimensionnement et d'en améliorer le caractère prédictif.

3.1 Expérimentations en vraie grandeur

Les expérimentations en vraie grandeur ont été conçues dans l'objectif d'approcher autant que possible les conditions de formation « naturelles » d'un fontis sous un remblai renforcé par géosynthétique, tout en maîtrisant le processus d'ouverture de cette cavité. Les retours d'expérience des expérimentations antérieures (chapitre 2.3) ont ainsi été largement étudiés pour définir les besoins et optimiser les nouvelles expérimentations. Les verrous scientifiques qui ont été identifiés sont liés aux mécanismes de transferts de charge au sein d'un remblai renforcé, et au comportement du renforcement géosynthétique lors de la formation d'une cavité sous-jacente (déformation, flèche...). Au final, l'exploitation des résultats expérimentaux doit permettre d'optimiser le renforcement géosynthétique et son dimensionnement pour une utilisation en configuration cavités.

Dans ce contexte, j'ai participé activement à la conception, à l'organisation, et plus particulièrement à la réalisation du chantier expérimental sous la direction de Laurent Briançon. Ce travail relativement conséquent s'est échelonné sur plusieurs mois, les phases d'expérimentations elles-mêmes se déroulant sur environ 6 semaines réparties de mars à juillet 2012, avec des périodes alternées d'ensoleillement et de forte pluviométrie. Les expérimentations ont été menées dans des conditions de chantier avec les aléas et incertitudes de mesures que cela comporte. Les renforcements géosynthétiques utilisés dans ces expérimentations ont été volontairement sous dimensionnés pour que des mesures significatives de tassement du remblai et de déformation de la nappe géosynthétique puissent être observées. Enfin, le chantier expérimental a été l'occasion de tester différents matériaux de remblai (grave roulée ou matériaux traités à la chaux), différentes instrumentations mises en œuvre dans des conditions de chantier (radar géologique, laser), ainsi que divers renforcements géosynthétiques (géosynthétiques conventionnels, bi module ou adaptés au PH élevé des sols traités).

3.1.1 Présentation des expérimentations

3.1.1.1 Démarche expérimentale

Le principe des expérimentations consiste à simuler l'ouverture progressive d'une cavité circulaire sous un remblai dont la base est renforcée par un géotextile. Six plots expérimentaux ont été mis en œuvre à des fins comparatives : trois réalisés avec un remblai en grave roulée lavée 20/40 mm (plots 1 à 3), et les trois autres avec une couche de grave 0/20 mm traitée à 2 % de chaux (plots 4 à 6).

Dans ce but, des buses en PEHD (Polyéthylène Haute Densité) de 1 m de hauteur et 2,2 m de diamètre ont été implantées sous les remblais à tester. Ces buses, munies d'une trappe de vidange, sont comblées par des chambres à air circulaires de diamètres concentriques gonflées à l'air. L'espace central et celui situé au-dessus des chambres à air sont comblés par des billes d'argiles expansées (Figure 3-53). Les chambres à air de petites dimensions ont un diamètre intérieur de 0,5 m pour un diamètre extérieur de 1 m. La chambre à air externe a un diamètre intérieur de 1 m pour un diamètre extérieur de 2,2 m correspondant au diamètre de la buse PEHD. Chaque buse PEHD est reliée à un regard de visite par lequel on procède à l'ouverture de la trappe de vidange, le dégonflage des chambres à air et la mise en place d'une instrumentation spécifique.

Après vidange des billes d'argile et dégonflement progressif des chambres à air, on estime respectivement à 0,75 m, 1,25 m et 2,2 m le diamètre des cavités créées (Figure 3-54). On note que les diamètres d'ouverture intermédiaires (0,75 m et 1,25 m) sont indicatifs et tiennent compte de la géométrie arrondie ou possiblement aplanie de la chambre à air sur laquelle le géosynthétique vient en appui. Seul le diamètre de 2,2 m correspondant au diamètre de la buse PEHD est parfaitement maîtrisé.

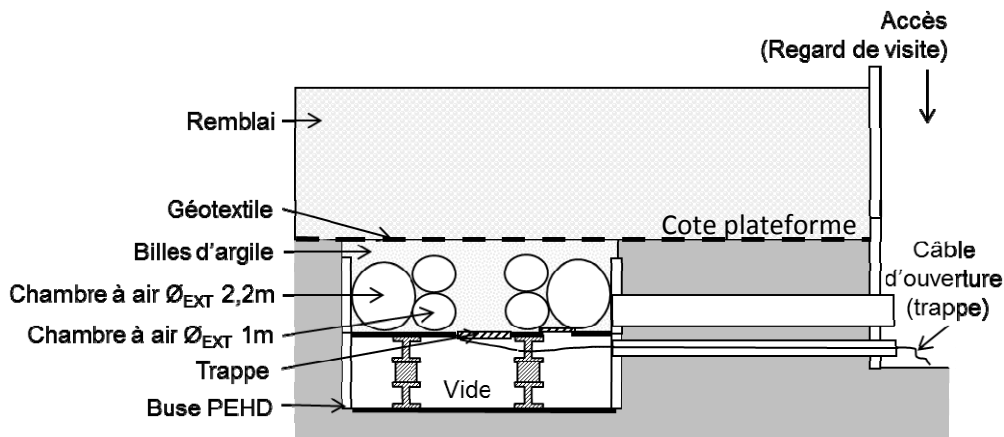


Figure 3-53 : Vue en coupe du dispositif expérimental

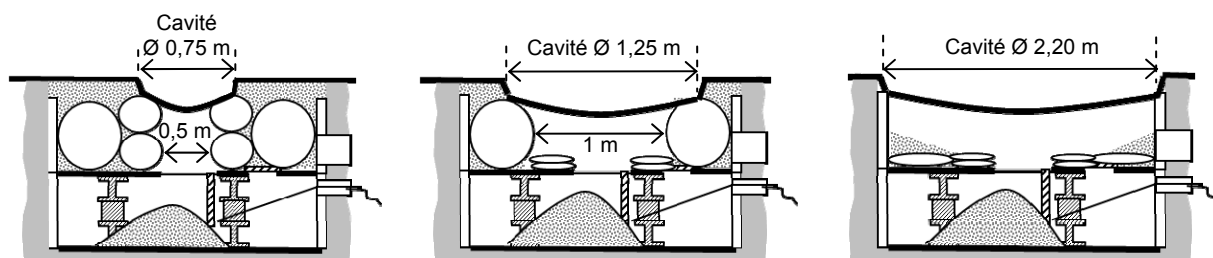


Figure 3-54 : Schéma d'ouverture progressive des cavités

Après ouverture des cavités, une procédure de chargement est mise en place à la surface du remblai. Pour les remblais en grave roulée, la surcharge résulte du passage répété d'une petite pelle mécanique de 2 t dont l'une des chenilles est centrée sur la cavité. La surcharge est donc assimilable à un effort de 1 t appliqué au droit de la cavité. Pour les couches de sol traité, un effort vertical ponctuel est directement appliqué par une pelle mécanique sur une plaque métallique circulaire de 50 cm. Un peson disposé entre deux plaques métalliques permet alors de mesurer la charge appliquée (Figure 3-55). Chaque étape de l'expérimentation (ouverture de la cavité ou chargement) fait l'objet de mesures permettant d'appréhender les déplacements et les déformations du sol et de la nappe géosynthétique, ainsi que les reports de charge à la base du remblai.

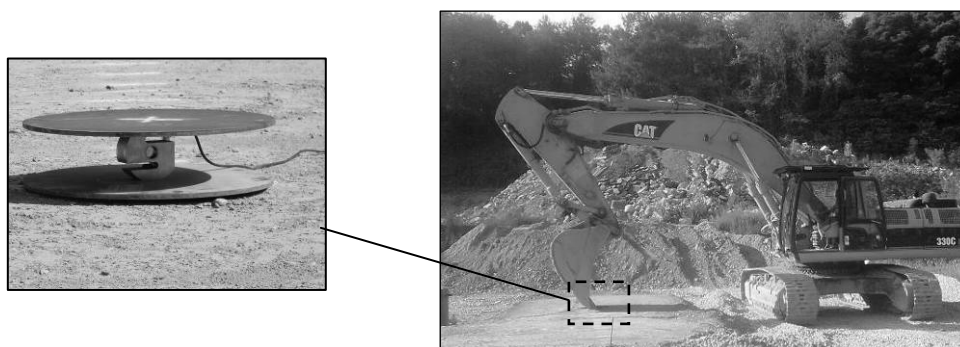


Figure 3-55 : Dispositif d'application de la surcharge pour les plots en sol traité

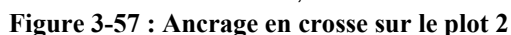
3.1.1.2 Description des plots expérimentaux

Les plateformes de travail (PF) ayant servi de support aux expérimentations sont constituées de grave 0/31,5 mm concassée d'angle de frottement interne 40° et de cohésion nulle (Annexe 4). Six plots ont été réalisés (Figure 3-56) : trois (plots 1 à 3) relatifs à des remblais en grave roulée lavée 20/40 mm d'environ 1 m à 1,10 m d'épaisseur, trois (plots 4 à 6) mettant en œuvre des couches d'environ 0,35 à 0,4 m d'épaisseur de grave 0/40 mm traitée à 2 % de chaux. Pour permettre des mesures significatives, les renforcements géosynthétiques ont été volontairement sous dimensionnés. Les calculs analytiques de pré-dimensionnement (paragraphe 3.2.5) ont permis d'établir que pour obtenir une déflexion de la nappe géosynthétique de l'ordre de 20 à 30 cm, la raideur des renforcements ne doit pas excéder 3000 kN/m. Les renforcements géosynthétiques ont été choisis dans les gammes

Les plots 1 et 2 mettant en œuvre la grave roulée, sont renforcés par un géotextile (GtxA - Géoter FPET350) en polyéthylène (Figure 3-58a) de raideur 2988 kN/m (Figure 3-59a) selon deux configurations d'ancrage. L'ancrage du plot 1 est linéaire, et en croise sur le plot 2. Cette croise consiste en une longueur de retour de 50 cm du géotextile pour une épaisseur de sol de 30 cm (Figure 3-57). Sur le plot 3, un renforcement non conventionnel (GtxB) a été testé. Ce renforcement présente la particularité d'avoir des mailles ouvertes (Figure 3-58b), un comportement tension/déformation non linéaire et une raideur initiale de 450 kN/m.

Sur le plot 4 (sol traité à la chaux) le géosynthétique mis en œuvre est un GtxA - Géoter FPET350 similaire à celui utilisé sur les plots 1 et 2. Le plot 5 n'est pas renforcé afin d'observer le comportement du sol traité seul. Le plot 6 est renforcé par un géotextile en polypropylène (GtxC - Géoter FPP 200) adapté aux milieux basiques (Figure 3-58c). Ce dernier présente une raideur en traction légèrement supérieure à celle du renforcement GtxA en polyéthylène des plots 1, 2 et 4 (Figure 3-59).

Les courbes de comportement des géosynthétiques, présentées Figure 3-59, résultent des tests de traction effectués selon la norme NF EN ISO 10319 sur des éprouvettes rectangulaires, de largeur nominale 200 mm \pm 1 mm et de longueur suffisante pour garantir une distance de 100 mm entre les mors de la presse.



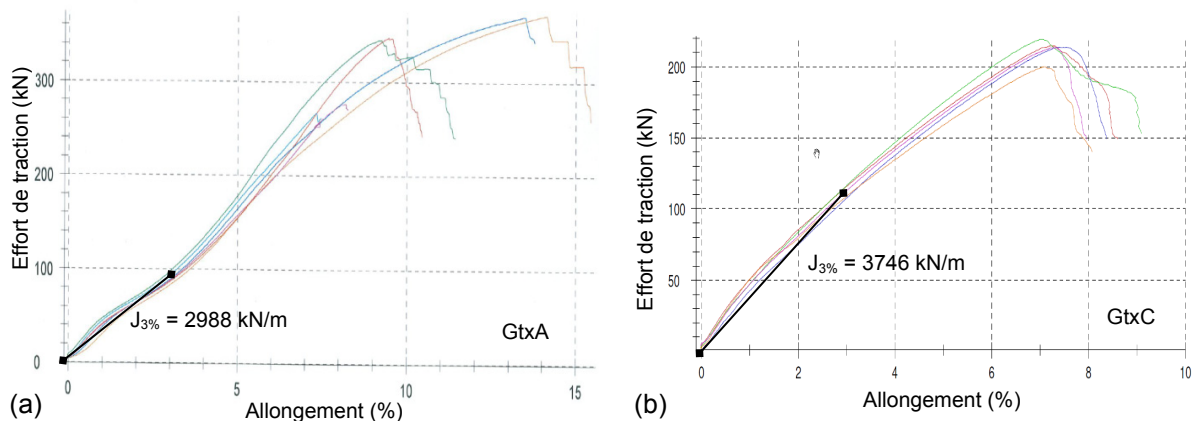


Figure 3-59 : Courbes de traction des renforcements GtxA (a) et GtxC (b) (Texinov, d'après la norme NF EN ISO 10319)

Un soin particulier a été apporté à la caractérisation des matériaux de remblais et de la plateforme de travail (PF) sur laquelle les géosynthétiques sont posés. Des essais de laboratoire comprenant une campagne d'essais de cisaillement à la boîte (0,3 m x 0,3 m) ont ainsi permis de caractériser les sols et leurs interfaces avec les renforcements. Le Tableau 3-13 présente une synthèse des résultats obtenus, les rapports d'essais de caractérisation sont détaillés en Annexe 4.

Tableau 3-13 : Caractéristiques des plots expérimentaux mis en œuvre

Plot	Remblai				Renforcement géotextile			
	Nature	γ (kN/m ³)	C (kPa)	φ_{SOL} (°)	Dénomination	Rigidité initiale J ($\epsilon=3\%$) (kN/m)	Angle de frottement $\delta_{\text{REMB/GTX}}$ (°)	Angle de frottement $\delta_{\text{PF/GTX}}$ (°)
P1	Grave roulée lavée 20/40mm	15,5	0	36	GtxA - GEOTER FPET350	2988	23	40
P2					GtxB – Non linéaire	$J_{\epsilon < 2.5\%} : 450$	<i>Non caractérisé**</i>	<i>Non caractérisé**</i>
P3								
P4	Grave 0/40mm traitee à 2% de chaux	18,0	40	33	GtxA - GEOTER FPET350	2988	32	40
P5					<i>Plot non renforcé</i>	-	-	-
P6					GtxC - GEOTER FPP200	3746	30	38

* $\delta_{\text{REMB/GTX}}$ et $\delta_{\text{PF/GTX}}$: angles de frottement des interfaces remblai/géosynthétique et plateforme/géosynthétique.

**Le renforcement GtxB comprend des mailles ouvertes, ce qui reste problématique pour réaliser des essais d'interfaces comme pour les autres renforcements.

3.1.2 Instrumentation

Le dispositif instrumental mis en place a pour objectif de déterminer les déplacements, les déformations et les reports de charge au sein de l'ouvrage renforcé.

▪ Topographie et tassements de surface

Une campagne de mesures topographiques (station totale SET5F) a permis de mesurer les tassements de surface à l'ouverture des cavités. Cette station topographique est extrêmement précise avec une déviation de $\pm 3,2$ mm à une distance de 100 m, soit une distance bien supérieure à celle du chantier expérimental. Par ailleurs, son utilisation avec un prisme permet d'obtenir directement les coordonnées cartésiennes des points relevés et leur évolution sur les mesures successives. Cette dernière exploitation est possible en raison du soin apporté au positionnement de la station totale, repérée à l'aide d'un clou de géomètre, et de l'attention portée à l'orientation de l'appareil, pour laquelle un minimum de trois cibles fixes de référence a été utilisé.

Pour les remblais en grave 20/40 mm, une mesure manuelle au réglet (graduation millimétrique) de la déflexion de surface lors de l'ouverture de la cavité à 2,2 m de diamètre a également été effectuée. Dans ce but, une règle métallique est disposée horizontalement en travers de la déflexion de surface selon différentes directions : sens longitudinal du plot, sens travers et diagonales.

Malgré la grande précision de l'instrumentation employée, les mesures topographiques et de

tassement ont une précision de l'ordre de ± 1 cm consécutivement aux irrégularités de surface liées à la taille des granulats du remblai (20/40 ou 0/40 mm).

▪ *Déflexion du géosynthétique de renforcement*

La déflexion du géosynthétique a été déterminée à l'aide de mesures au radar géologique selon deux fréquences d'émission : 500 MHz et 800 MHz. Ces mesures sont ensuite combinées aux mesures topographiques afin d'obtenir après analyse, la déflexion du renforcement.

Le fonctionnement du radar géologique est basé sur la mesure d'un temps de retour d'un train d'onde émis par une source et réfléchi par un réflecteur enterré sous la surface du sol. Ce temps de retour (mesure mono-déport) est alors traduit en une profondeur grâce à une mesure complémentaire permettant d'évaluer la vitesse de propagation dans le sol (mesures multi-déports). L'utilisation de fréquences d'émissions différentes permet d'avoir accès à des profondeurs plus ou moins importantes. Ici, les fréquences de 500 MHz et 800 MHz permettent respectivement d'accéder à une profondeur métrique ou de subsurface. Le radar étant posé directement au sol, la mesure effectuée n'est pas corrélée à la topographie de surface d'où la nécessité, pour déterminer la déflexion du géosynthétique, de recalcr les mesures avec les profils de surface.

Dans le cas des expérimentations sur cavités, l'analyse au radar géologique est effectuée sur un profil en travers de la cavité et sur toute la longueur du plot. Les éléments réflecteurs les plus influents sont ceux situés directement sous le radar, mais l'onde étant sphérique, il n'est pas impossible que des éléments présents aux abords du profil soient source de perturbation. Il en est tenu compte lors de l'exploitation des résultats où sont privilégiées les données enregistrées sur une coupe verticale 2D localisée sur le profil parcouru.

En conditions de laboratoire, le radar géologique permet une estimation de distance extrêmement précise (de l'ordre de 10^{-6} m) qui doit ici être révisée à des valeurs centimétriques (± 2 cm) en raison de la dimension des granulats des remblais et des résolutions verticales et horizontales du système.

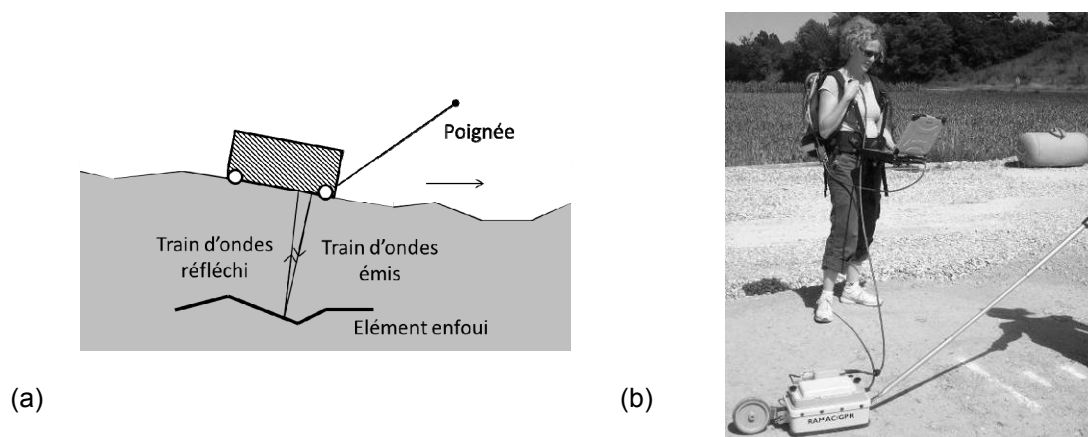


Figure 3-60 : Principe de fonctionnement du radar géologique (a) et photographie de l'appareil utilisé (b)

Un distance-mètre laser, piloté à partir du regard de visite, est également utilisé pour déterminer la déflexion de la nappe géosynthétique après ouverture et vidange de la cavité à 2,2 m de diamètre (Figure 3-53). Le distance-mètre laser coulisse sur un rail rectiligne positionné en travers de la cavité sous le géosynthétique déformé (Figure 3-61). Connaissant la position du rail, la position du capteur laser sur le rail et la distance entre le distance-mètre laser et le renforcement géosynthétique, il est possible de déterminer la déflexion de la nappe géosynthétique. La position du rail peut être obtenue après démontage des plots par l'intermédiaire d'une règle métallique pontant la cavité à la verticale du rail de mesure. Cette méthode, ne permet cependant pas d'intégrer les déformations initiales de la nappe géosynthétique résultant de la phase de mise en œuvre du remblai. Une autre solution consiste à recalcr les mesures du distance-mètre laser avec les profils obtenus juste après la mise en place du remblai par le radar géologique. Dans ce cas, il est possible de s'affranchir des effets de mise en œuvre du remblai et du compactage.

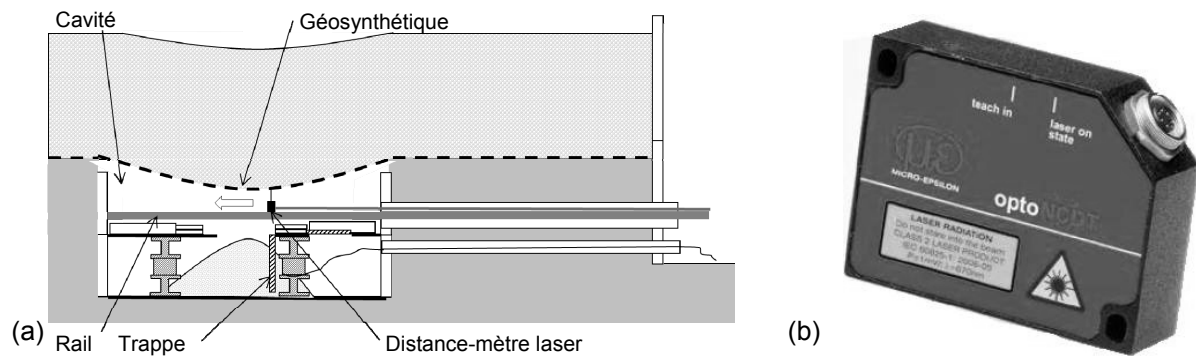


Figure 3-61 : Principe de mesure de déflexion au distance-mètre laser (a) et photographie du capteur (b)

Deux types de distance-mètre laser d'une plage de mesure de 100-350 mm et 200-800 mm ont été employés en fonction des besoins. La précision du capteur laser en laboratoire est de $\pm 1,25$ mm pour une résolution statique de 2 mm. Tenant compte des impondérables liés aux conditions de chantier, cette précision de mesure est ramenée à ± 1 cm.

▪ Déplacements au sein du remblai

Le remblai en grave roulée 20/40 mm est équipé de deux niveaux de réflecteurs métalliques respectivement placés à 30 cm et 60 cm de hauteur par rapport au niveau du géotextile. Ces réflecteurs (Figure 3-62) permettent, grâce aux mesures obtenues avec le radar géologique, de déterminer les déplacements au sein du remblai et les mécanismes de foisonnement.

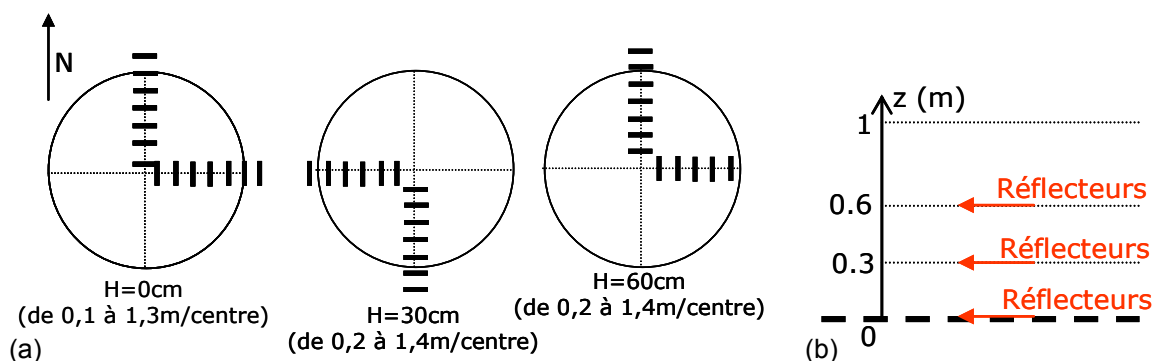


Figure 3-62 : Position des réflecteurs métalliques sur les plots 1 à 3 : vue en plan (a) et en coupe (b)

▪ Déformation de la nappe géosynthétique

Sur les plots 1, 2, 3 et 4, les déformations de la nappe sont mesurées par fibres optiques (système Géodélect® équipé de réseaux de Bragg, ici noté FBG). Le dispositif mis en œuvre se compose de deux fibres optiques parallèles espacées de 20 cm chacune (Figure 3-63). Chaque fibre comprend 5 ou 6 réseaux de Bragg espacés tous les mètres : 5 points de mesure sont positionnés au droit de la cavité, dont 6 sont localisés à sa périphérie dans la zone d'ancrage du renforcement. Concrètement, une seule fibre est centrée sur la cavité, mais les résultats des mesures sur les deux fibres sont représentés sur un unique profil de déformation. L'exploitation permet ainsi d'obtenir un point de mesure de déformation de la nappe géosynthétique tous les 0,5 m.

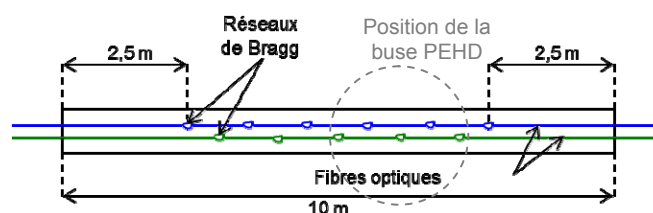


Figure 3-63 : Détail des laizes Géodélect® équipés de fibres optiques à réseaux de Bragg

Le positionnement des fibres optiques sur les plots 1, 3, 4 et 6 est précisé en Figure 3-64. Les réseaux de Bragg permettent ici de détecter des déformations supérieures à 0,02 % avec une précision de $\pm 0,01$ %. Dans une première approche, on considère que la plage de mesure de déformation s'étend jusqu'à rupture de la fibre optique, qui a lieu pour une déformation de la fibre de l'ordre de 5 %.

Le principe de mesure repose sur la définition d'un réseau de Bragg, que l'on peut décrire comme un miroir optique constitué de raies régulièrement espacées gravées en un point de la fibre optique. Lorsqu'un faisceau lumineux se propage dans la fibre optique, chaque réseau de Bragg réfléchit une longueur d'onde qui lui est propre et qui dépend de l'espacement des raies du réseau, nommé « pas » du réseau. Ainsi, si la fibre optique s'allonge, le pas du réseau est modifié et la longueur d'onde lumineuse réfléchie varie. La variation de longueur d'onde sur le réseau est alors traduite en variation de déformation que l'on attribue essentiellement à des phénomènes mécaniques, avec une possible influence thermique. Lorsque plusieurs réseaux de Bragg sont positionnés sur une même fibre, leurs longueurs d'ondes se répartissent dans un intervalle spectral donné. En cas de déformations importantes, les décalages de longueurs d'ondes des différents réseaux peuvent aboutir à un chevauchement des longueurs d'ondes des signaux réfléchis, et par conséquent à des difficultés d'interprétation des mesures. Le nombre de réseaux de Bragg gravés sur une même fibre doit donc être limité en fonction des niveaux de déformation attendus si l'on souhaite garder un certain confort d'exploitation des mesures.

▪ Reports de charge

Afin d'estimer les reports de charge, des mesures ponctuelles de pression en base du remblai sont effectuées à l'aide de capteurs de pression totale (CPT) positionnés de part et d'autre de la cavité, sous le renforcement géosynthétique (Figure 3-64).

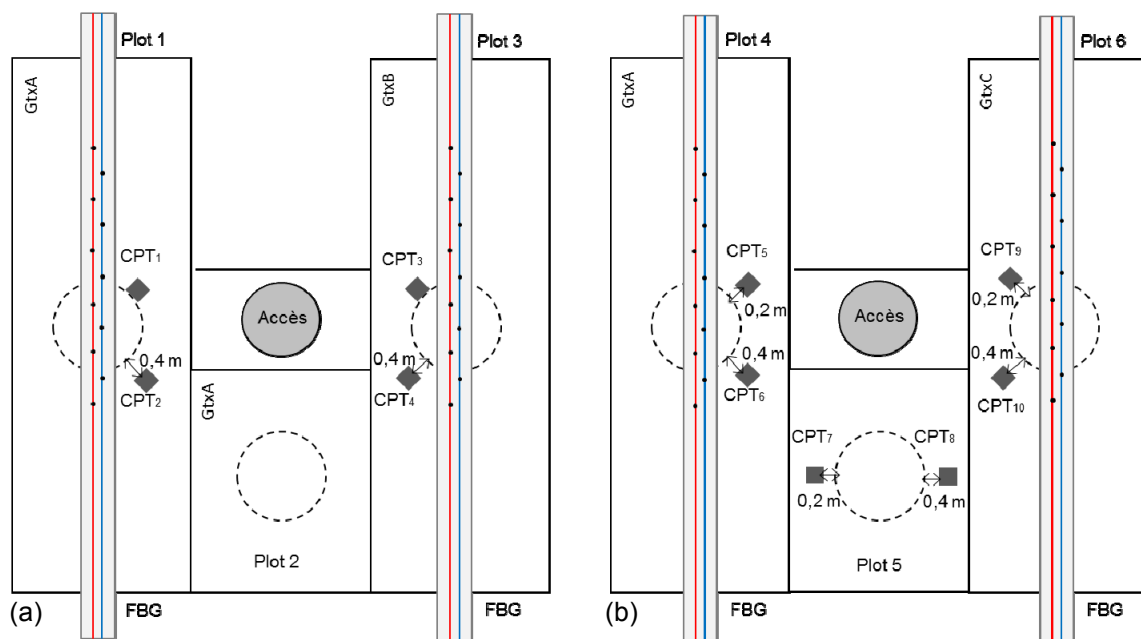


Figure 3-64 : Instrumentation des plots 1 à 3 (a) et des plots 4 à 6 (b)

Compte tenu de la forte granulométrie du matériau de remblai, des capteurs de 40 x 40 cm ont été retenus. Sur les plots 1 et 3, ces capteurs sont positionnés directement au bord ou à 40 cm du bord de la buse PEHD de diamètre 2,2 m. Sur les plots 4 à 6, ils sont placés à 20 cm ou 40 cm du bord de la buse. Les mesures de contrainte verticale sont effectuées avec une précision de ± 1 kPa. En raison de la taille relativement importante des capteurs, on considère qu'il s'agit d'une mesure moyenne de pression.

On remarquera que les capteurs de pression totale sont globalement orientés à 45° de l'axe des plots expérimentaux et du sens de renforcement des géosynthétiques. Or le report de charge sur le pourtour de la buse est composé de l'effet voûte au sein du remblai, uniforme sur le pourtour de la cavité, et de la composante verticale de la tension dans la nappe. Celle-ci est maximale en bord de cavité et dans l'axe du renforcement géosynthétique. La configuration choisie pour ne pas surcharger la zone où l'on a positionné la fibre optique, ne permet donc pas une estimation des reports de charge maximum.

3.1.3 Mise en place des plots expérimentaux

La plus grande partie du chantier expérimental concerne la réalisation des plots expérimentaux et la mise en œuvre de l'instrumentation.

3.1.3.1 Mise en place des remblais non cohésifs : plots 1, 2, 3

La première phase du chantier consiste en la réalisation des excavations (Figure 3-65) dans lesquelles seront positionnées les buses PEHD et les dispositifs permettant de simuler l'ouverture des cavités (trappes et chambres à air). Les excavations sont menées à 1,1 m de profondeur dans le matériau tout-venant en place. Le fond de fouille nivelé est recouvert d'une couche de 10 cm de grave compactée. Les buses PEHD, les regards de visite et les dispositifs métalliques comprenant les trappes sont alors mis en œuvre (Figure 3-66).

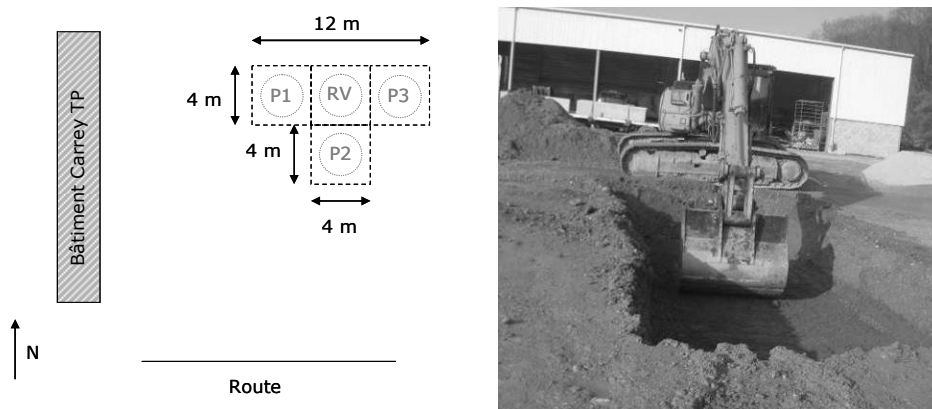


Figure 3-65 : Vue en plan (a) et réalisation (b) de l'excavation de départ

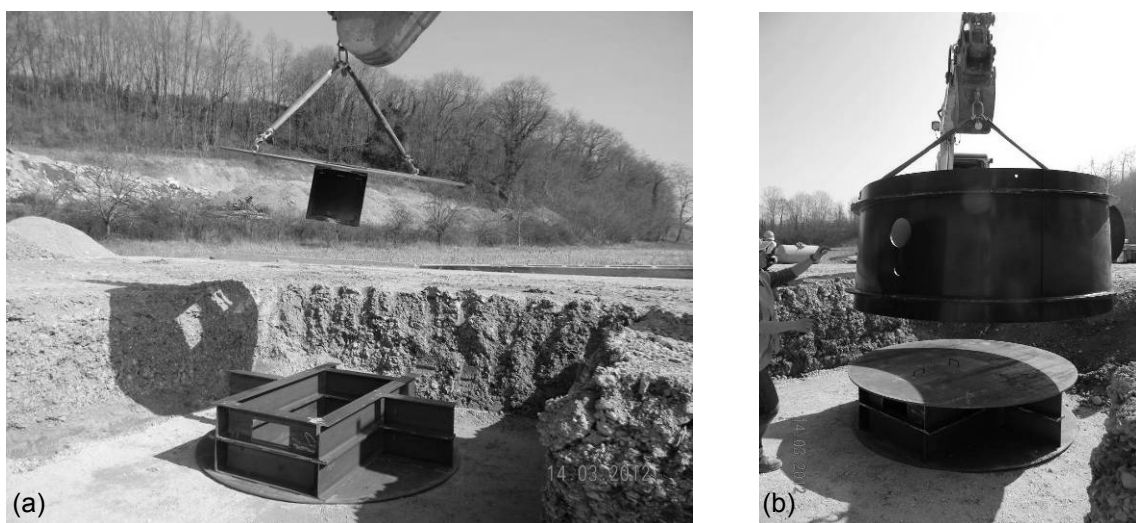


Figure 3-66 : Mise en place des dispositifs « trappe » métalliques (a) et des buses PEHD (b)

Après positionnement des buses PEHD, celles-ci sont reliées aux regards de visite par deux tubes PVC horizontaux (Figure 3-67). Le tube inférieur de diamètre 100 mm permet d'accéder sous la trappe (câble d'ouverture de la trappe et tubes rilsan de gonflage des chambres à air). Le tube supérieur de diamètre 200 mm débouche dans la cavité sous le géosynthétique et permet la mise en œuvre du distance-mètre laser. L'espace autour des buses est comblé par du tout-venant jusqu'à atteindre le niveau de la plateforme avant excavation. Les trappes sont fermées et les chambres à air gonflées. L'espace restant dans la buse est comblé par des billes d'argile (Figure 3-67).

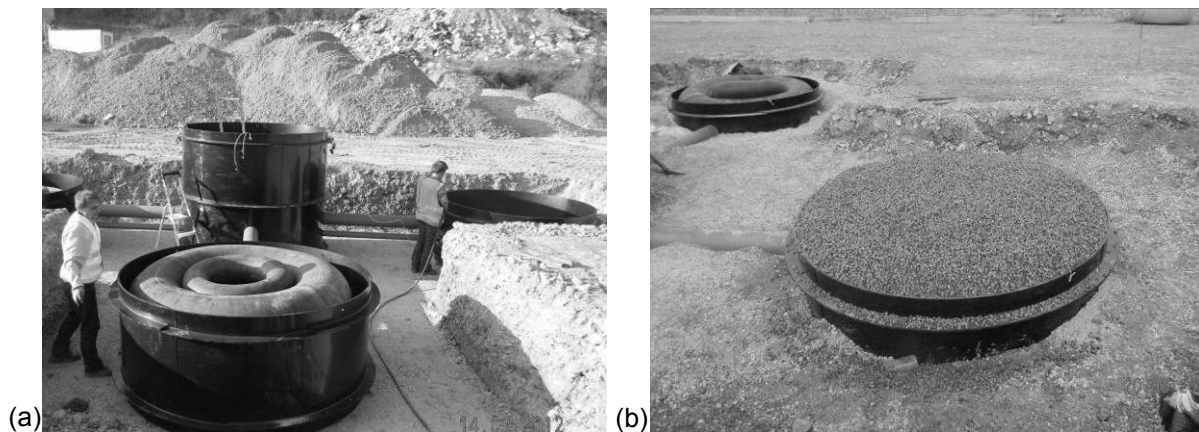


Figure 3-67 : Mise en place des chambres à air (a) et comblement par des billes d'argile (dispositif) ou du tout-venant (autour du dispositif, ici en cours) (b)

La plateforme de travail est finalisée par l'apport d'une couche de 10 cm de grave 0/31,5 mm nivelée et compactée. Les capteurs de pression totale et les laizes comprenant la fibre optique sont installés (Figure 3-68) et protégés par une couche de sable fin. Le renforcement géosynthétique est alors déroulé. Le matériau de remblai est mis en œuvre par couches successives jusqu'à une hauteur de 1 m à 1,1 m et équipé de réflecteurs métalliques pour permettre la mesure des déplacements dans le remblai.



Figure 3-68 : Mise en place des fibres optiques (a, b) et des capteurs de pression totale (b, c)

3.1.3.2 Mise en place des remblais en sol traité : plots 4, 5, 6

Suite aux expérimentations avec la grave roulée, le remblai est démonté, les dispositifs métalliques sont curés et les chambres à air remplacées. Le système est quasiment remonté à l'identique, avec pour seules différences :

- La suppression de la chambre à air de grand diamètre externe remplacée par un matériau de comblement additionnel pour faciliter le compactage du remblai en sol traité,
- Le remplacement des billes d'argiles (qui s'agglomèrent en présence d'eau) par une grave roulée 4/12 mm, sensée s'aspirer plus facilement depuis le regard de visite,
- Le positionnement des capteurs CPT qui sont déplacés de 20 cm par rapport au bord de la buse PEHD.

La plateforme de travail en grave 0/31,5 mm est conservée et les laizes de fibre optique sont réemployées. Les géosynthétiques de renforcement sont alors mis en place. Une bande textile de faible raideur comportant des bandelettes d'aluminium (Figure 3-69) utilisées comme réflecteur pour l'analyse au radar géologique est positionnée au-dessus du renforcement. Une couche de 0,35 à 0,4 m de grave 0/40 mm traitée à 2 % de chaux est alors mise en place et compactée. Les matériaux de comblement additionnels et la présence des chambres à air au sein des buses PEHD confèrent au matériau de remplissage des caractéristiques mécaniques différentes de celles de la plateforme de travail. Cela se traduit par des difficultés techniques lors du compactage qui sont préjudiciables à

l'homogénéité de la grave traitée mise en œuvre. Les expérimentations et l'ouverture des cavités ont été réalisées après une période de 28 jours correspondant à la cure du matériau de remblai.

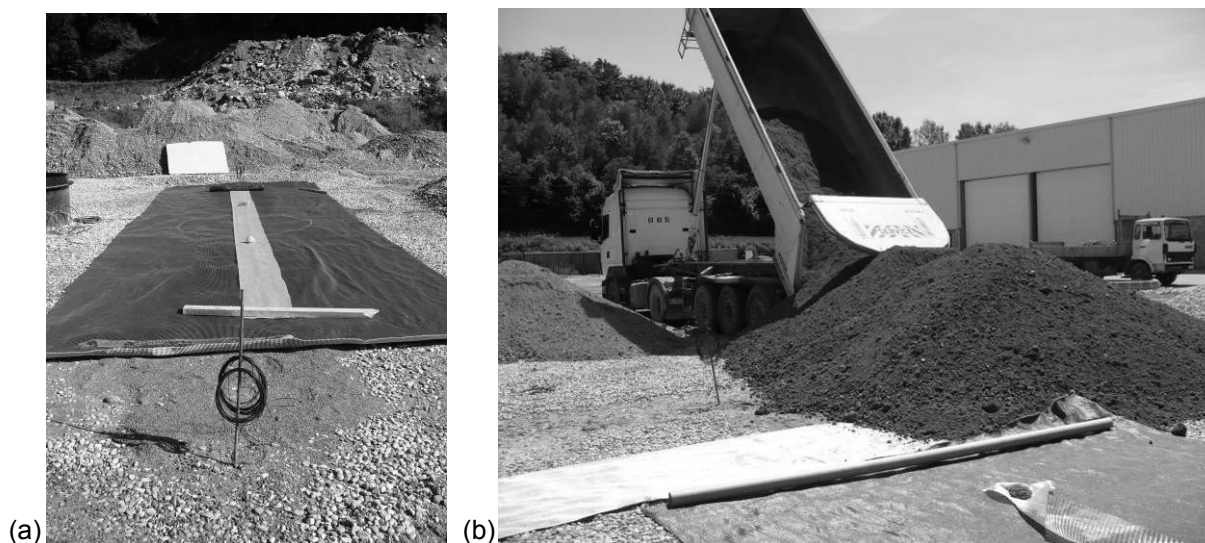


Figure 3-69 : Renforcements et bandelettes aluminium (a) et mise en place de la grave 0/40 mm traitée à la chaux

3.1.4 Résultats expérimentaux obtenus pour le remblai en grave roulée lavée 20/40 mm

Les résultats des expérimentations concernent principalement les topographies et tassements de surface, les déflexions et déformations de la nappe géosynthétique, et les contraintes verticales sur le pourtour de la cavité. L'enregistrement des données concerne les étapes d'ouverture de la cavité à 0,75 m, 1,25 m et 2,2 m de diamètre et une mesure différée à 20 jours. Avant la réalisation des essais de chargement, les déflexions de surface sont comblées afin de permettre la circulation de la pelle mécanique. Les cycles de chargement sont alors effectués sans mesure topographique des tassements de surface. Par ailleurs, aucune déflexion de surface significative n'a pu être constatée visuellement après les essais de chargement. Les résultats expérimentaux obtenus à l'ouverture des cavités et pendant les essais de chargement étant nombreux, on se limitera ici aux résultats principaux utilisés lors des confrontations numériques et analytiques. L'intégralité des résultats a fait l'objet d'un rapport d'essai détaillé (Rapport Expérimental Géolnov/Egis, 2013).

3.1.4.1 *Topographie et tassement de surface*

Les suivis topographiques réalisés pendant la phase d'ouverture de la cavité sur les plots 1, 2 et 3 sont présentés sur la Figure 3-70 et comparés entre eux. Ces résultats sont complétés par les mesures manuelles des tassements de surface effectuées immédiatement après l'ouverture de la cavité à 2,2 m de diamètre, et réitérées 20 jours plus tard (Figure 3-73). On constate que les plots 1 et 2 qui se différencient uniquement par le type d'ancrage de la nappe géosynthétique (ancrage droit ou ancrage en crosse) ont un comportement similaire (Figure 3-70a), avec un tassement de surface immédiat de 14 cm dès l'ouverture de la cavité à un diamètre de 2,2 m. On ne constate donc pas d'influence liée au mode d'ancrage et une relativement bonne répétitivité des résultats, les tassements de surface au centre de la cavité étant donnés avec une précision de ± 1 cm. Dans ce cas d'étude, l'ancrage en crosse permet ainsi la même efficacité que l'ancrage par recouvrement simple. Sur le plot 1, les tassements des diamètres d'ouverture inférieurs ne sont pas indiqués car non mesurés.

Sur le plot 3, les tassements de surface immédiats sont plus importants, de l'ordre de 27 cm pour une cavité de 2,2 m de diamètre (Figure 3-70b). Cet écart important s'explique par la différence de raideurs entre les géosynthétiques utilisés sur les plots 1, 2 et 3. En effet, la raideur du renforcement GtxA utilisé sur les plots 1 et 2 est bien supérieure à celle du géosynthétique GtxB mis en place sur le plot 3. A sollicitation équivalente, le renforcement du plot 3 se déforme donc davantage d'où une augmentation des tassements de surface.

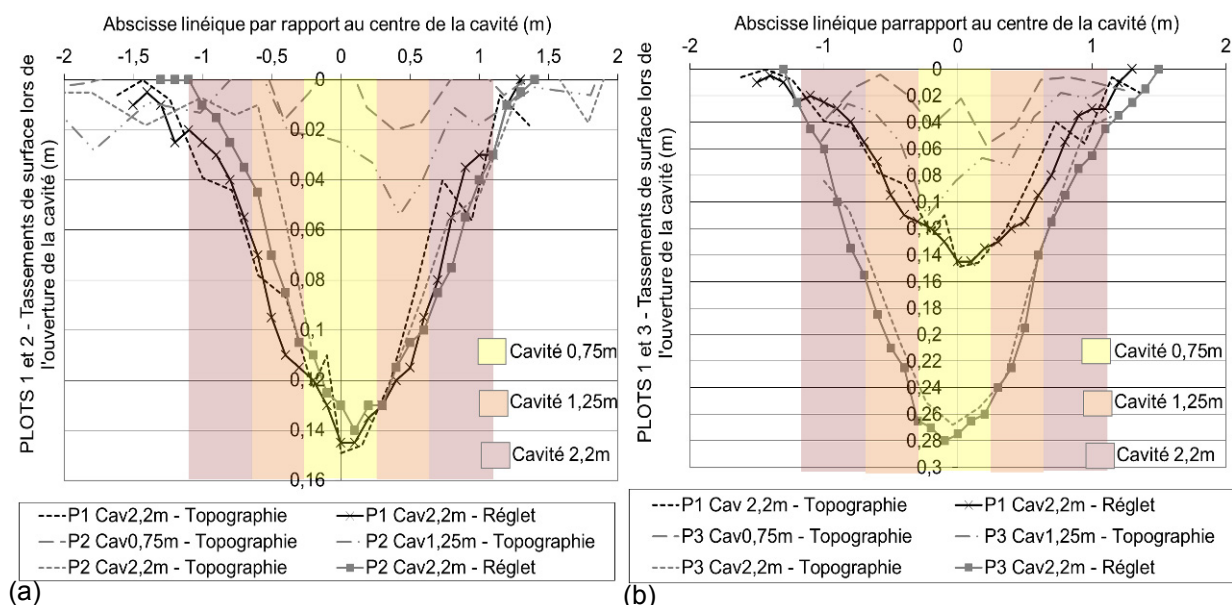


Figure 3-70 : Comparaison des tassements de surface immédiats sur les plots 1 et 2 (a) , 1 et 3 (b)

L'étude des tassements de surface est complétée par la détection au radar géologique des différents horizons équipés de réflecteurs métalliques et de la nappe géosynthétique sur les plots 1 et 3 (Figure 3-71 et Figure 3-72). Sur les deux plots, l'évolution des positions verticales des différents éléments réflecteurs sont cohérentes : au fur et à mesure de l'ouverture des cavités, la nappe géosynthétique s'abaisse progressivement au droit de la cavité, et les réflecteurs métalliques positionnés au sein du remblai se déplacent vers le bas. Le déplacement vertical des réflecteurs métalliques est conditionné par leur position par rapport au centre de la cavité : plus ils sont positionnés au droit du centre de la cavité, plus leur déplacement vertical est important. Les réflecteurs positionnés le plus au centre de la cavité ont également un léger déplacement horizontal vers le centre de l'effondrement qui reste pertinent avec la logique cinématique de l'effondrement d'un matériau granulaire.

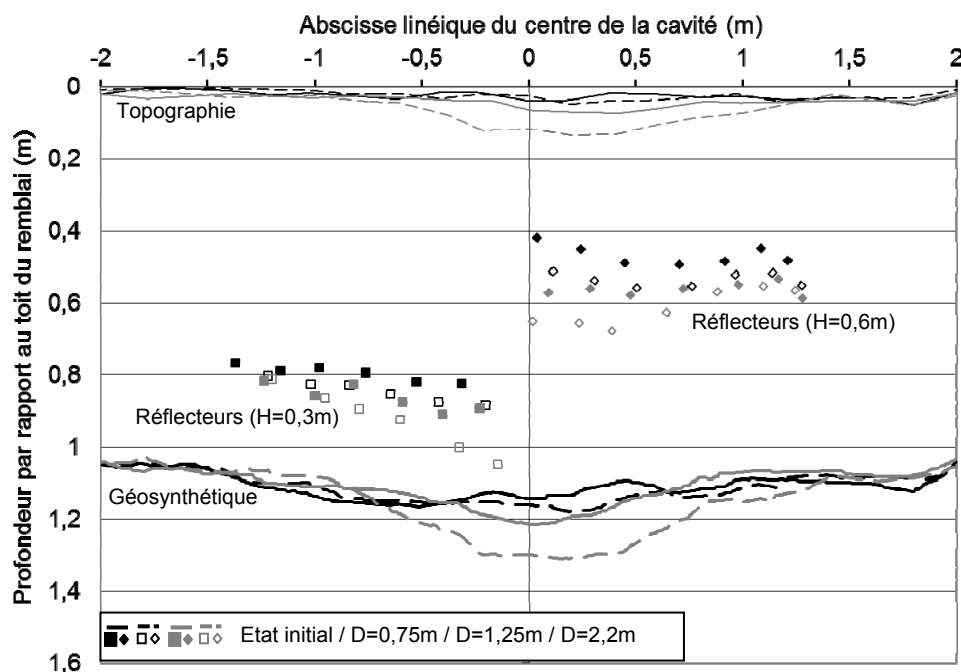


Figure 3-71 : Position des réflecteurs et du géosynthétique pendant l'ouverture de la cavité du plot 1

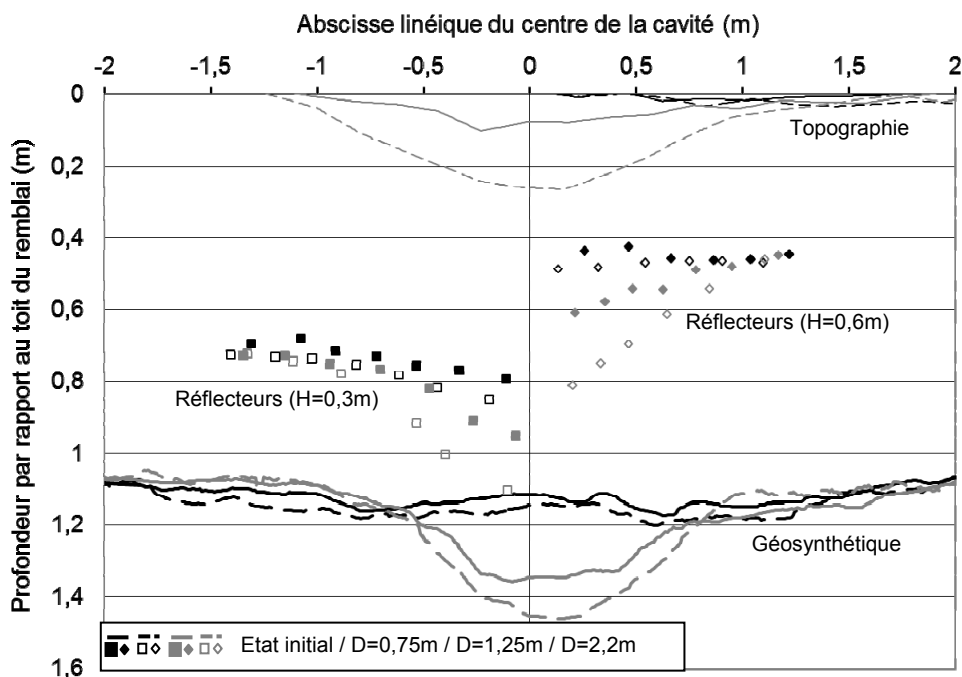


Figure 3-72 : Position des réflecteurs et du géosynthétique pendant l'ouverture de la cavité du plot 3

Pour les deux plots 1 et 3, les réflecteurs positionnés à plus de 1,2 m environ du centre de l'effondrement sont positionnés en-dehors de la zone d'influence de la cavité et leur déplacement vertical ne varie pas de manière significative. Comme cette remarque reste valable sur les deux niveaux de réflecteurs métalliques ponctuels, il semble que l'effondrement du remblai observé sur les plots 1 et 3 soit de géométrie cylindrique.

Après 20 jours d'attente ponctués de violents orages et périodes d'ensoleillement, les nouvelles mesures manuelles de tassement indiquent une augmentation des déflexions de surface, avec l'obtention d'une déflexion de 18 cm sur les plots 1 et 2, et de 33 cm sur le plot 3 (Figure 3-73).

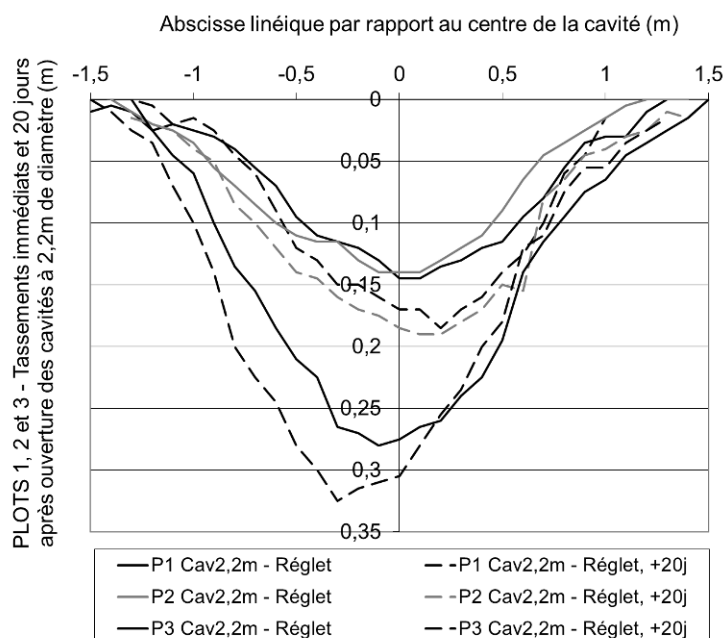


Figure 3-73 : Comparaison des tassements de surface immédiats et 20 jours après ouverture de la cavité

Cette évolution différée des tassements de surface peut être attribuée :

- Aux infiltrations d'eau faisant suite aux intempéries, qui ont généré une augmentation de la masse volumique du sol qui a entraîné une mobilisation plus importante de la nappe et des déformations supplémentaires dans le remblai ;

- Des réarrangements et une évolution des forces de frottement à l'interface sol/géosynthétique aux cours du temps sont toujours possibles. En effet, on a constaté à posteriori que l'ancrage des géosynthétiques n'était pas parfaitement plan. Ainsi, la mise en tension du renforcement a dû s'effectuer dans le temps de manière progressive. Les déformations des renforcements, des remblais et les tassements de surface ont donc une évolution croissante au cours du temps après ouverture de la cavité à son diamètre maximal de 2,2 m.

3.1.4.2 Déflexion de la nappe géosynthétique

Les déplacements de la nappe géosynthétique lors de la phase d'ouverture des cavités sont donnés par l'analyse au radar géologique après recoupements avec l'étude topographique. Les comportements des plots 1 et 2 étant très similaires, seuls les résultats de l'un de ces deux plots seront présentés et comparés à ceux du plot 3 (Figure 3-74). Comme on peut s'y attendre, la déflexion de la nappe augmente avec le diamètre d'ouverture de la cavité. Sur le plot 2 (Figure 3-74a) la flèche maximale croît de 3 cm (cavité de 0,75 m de diamètre), à 11 cm (cavité de 1,25 m de diamètre), jusqu'à atteindre 20 cm pour une cavité de diamètre 2,2 m. Sur le plot 3 (Figure 3-74b), les flèches maximales successives sur les étapes d'ouverture de la cavité sont de 5 cm, 24 cm et 34 cm. Ces mesures sont en bonne adéquation avec les raideurs des renforcements utilisés sur les plots 2 et 3, la raideur du géosynthétique GtxA du plot 2 étant bien supérieure à la raideur du géosynthétique GtxB mis en place sur le plot 3.

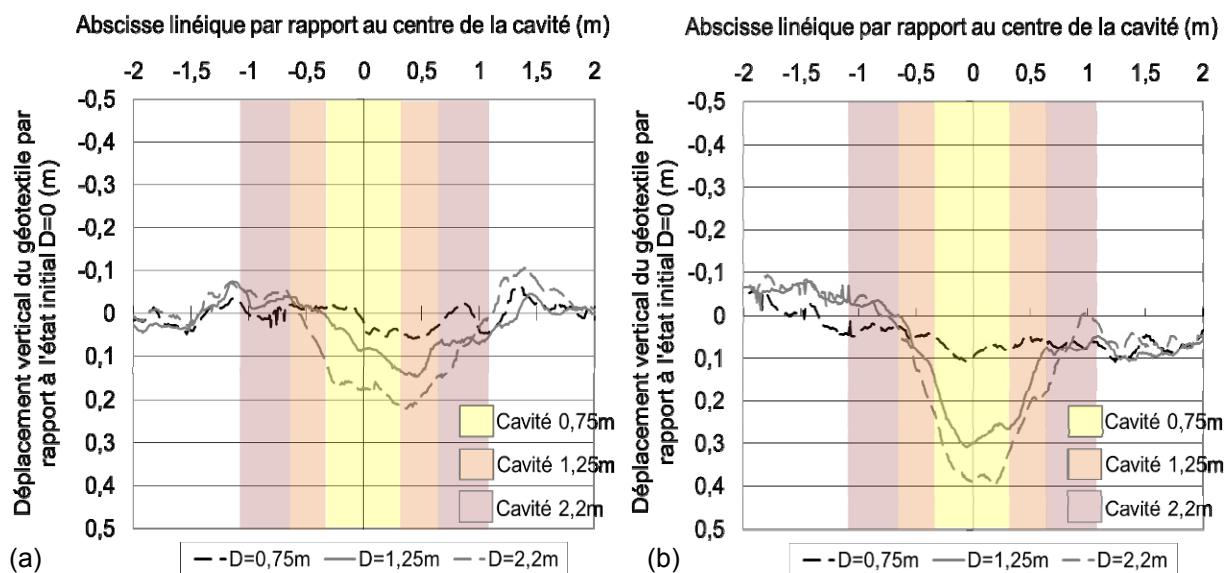


Figure 3-74 : Déflexion de la nappe géosynthétique sur les plots 2 (a) et 3 (b) pour différents diamètres d'ouverture de la cavité, d'après l'analyse au radar géologique

Ces résultats sont complétés 20 jours après ouverture des cavités avec les mesures du distance-mètre laser positionné au travers de la cavité, sous le renforcement géosynthétique. La comparaison entre les deux systèmes de mesure (Figure 3-75) est délicate en raison du décalage dans le temps de la mesure laser, et des difficultés d'exploitation de la mesure au radar géologique, qui mène à des précisions relativement faibles. On note de plus que le profil de déflexion obtenu à l'aide du distance-mètre laser n'est pas toujours complet. En effet, la progression du capteur sur le rail a été gênée par l'importante déflexion du géosynthétique (plot 3) ou la présence des chambres à air (plot 2, d'où une présentation ici des mesures effectuées sur le plot 1). Enfin, l'analyse au radar géologique ne tient pas compte des déflexions liées à la mise en place du remblai, alors que la mesure « état initial » effectuée au distance-mètre laser considère que le renforcement est positionné à plat sur la plateforme de travail, sans déplacements lors de la montée du remblai. On constate malgré tout que sur le plot 3, les ordres de grandeur de déflexion de la nappe géosynthétique sont les mêmes pour les deux systèmes de mesure. Sur le plot 1 en revanche, la précision reste toute relative.

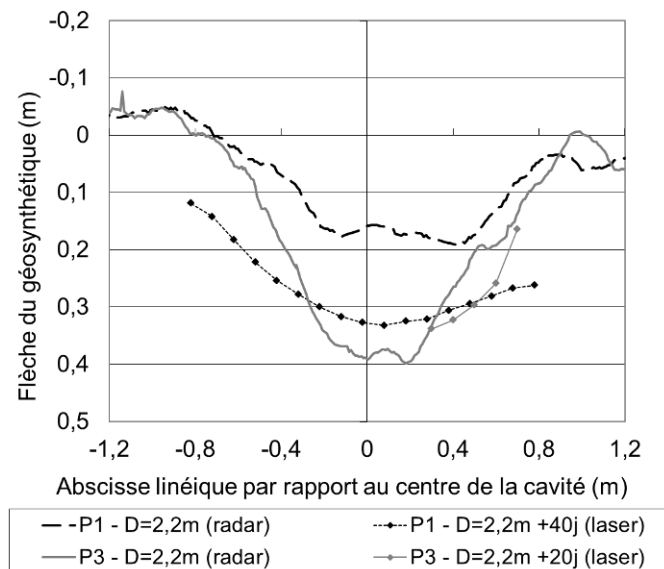


Figure 3-75 : Déflexion de la nappe géosynthétique sur les plots 1 et 3 pour une cavité de 2,2 m de diamètre obtenue avec deux systèmes de mesure

Le suivi de la déflexion de la nappe géosynthétique s'est poursuivi sur les plots 1 et 3 lors de la phase de circulation en surface du remblai. Dans ce but, les déflexions de surface sont remblayées par du matériau de remblai restant (grave 20/40 mm). Le poids de matériau supplémentaire apporté au droit de la cavité par ce remblaiement est estimé à 0,53 t pour le plot 1 et 0,97 t pour le plot 3. Le capteur laser est placé sur le plot 1 au centre de la cavité. Sur le plot 3, où le géosynthétique bloque le passage du capteur, la distance-mètre a été placée à 0,3 m du centre de la cavité. L'effet du chargement par 10 allers retours de la pelle mécanique, qui se traduit par une surcharge de 1 t au droit de la cavité, reste limité (Figure 3-76) : un incrément de déflexion de 6 mm sur le plot 1 et de 3 mm sur le plot 3 sont ainsi relevés. Les raideurs du géosynthétique GtxB (plot 3) étant inférieures à la raideur du renforcement GtxA (plot 1), un résultat inverse aurait été attendu, avec un incrément de déflexion plus prononcé sur le plot 3. Différentes explications sont avancées :

- le point de mesure du plot 3 n'est pas situé au centre de la cavité, et ce n'est donc pas l'incrément de déflexion maximal qui est mesuré.
- la déformée de la nappe sur le plot 3 après ouverture des cavités à 2,2 m de diamètre est plus importante que sur le plot 1, ce qui permet à la nappe, déjà en position de membrane, de s'opposer plus facilement à l'effort supplémentaire appliqué au droit de la cavité.

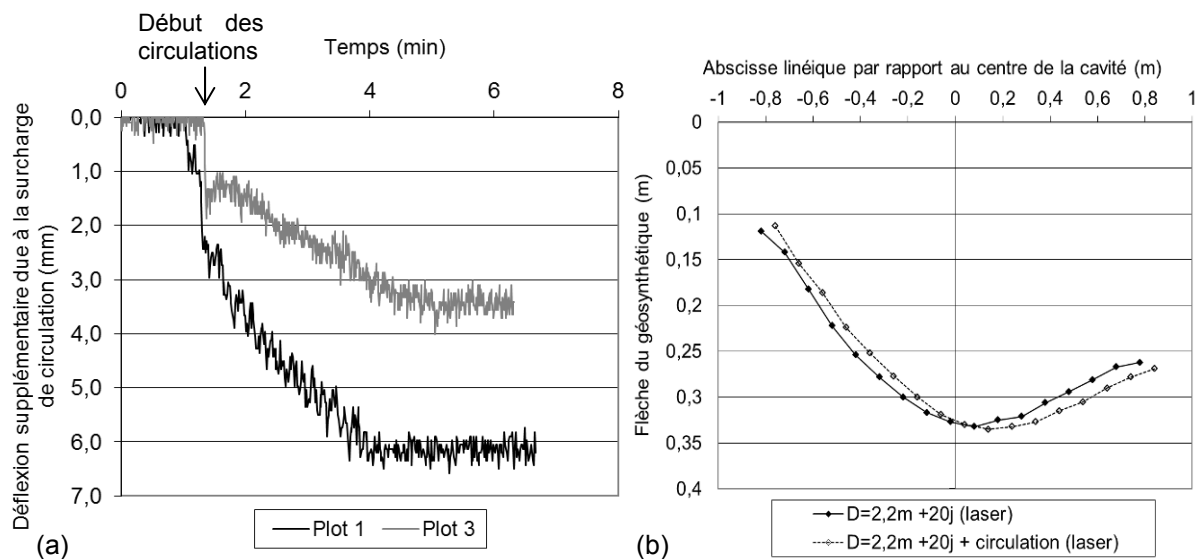


Figure 3-76 : Accroissement de déflexion de la nappe géosynthétique dû aux circulations : enregistrement continu sur les plots 1 et 3 (a) et profil après circulation sur le plot 1 (b)

3.1.4.3 Estimation du foisonnement lors de l'ouverture des cavités

Une estimation du coefficient de foisonnement, qui revêt une importance toute particulière dans les méthodes de dimensionnement, peut être obtenue par l'analyse de la déflexion de la nappe géosynthétique et du profil déformé en surface. Après ouverture des cavités à 2,2 m de diamètre, les mesures topographiques des tassements de surface montrent que le volume de sol remanié lors de l'ouverture de la cavité se limite à un cylindre de sol situé au-dessus de la cavité. Ce cylindre a la même hauteur que le remblai étudié (H), et son diamètre est celui de la cavité (D=2,2 m). Connaissant les valeurs de déflexion de la nappe géosynthétique (f) et le tassement maximal en surface (s), il est possible d'estimer le foisonnement moyen du volume de sol foisonné. L'accroissement du volume de sol effondré peut être estimé grâce à la détermination du volume « vidé » en surface par tassements, et du volume « additionnel » sous la cote initiale du géosynthétique, dû à la déflexion du renforcement. Les volumes de ces deux déflexions sont calculés en supposant que la déformée en surface et la déformée du géosynthétique sont des paraboloïdes de révolution de rayon R (comportement en membrane d'une nappe géosynthétique sollicitée par une charge répartie verticale uniforme). La variation de volume du remblai déformé au droit de la cavité ΔV_{def} est obtenue par différence des volumes des déflexions de la nappe géosynthétique et en surface.

$$\Delta V_{\text{def}} = \pi R^2 (f-s) / 2 \quad \text{Eq. 3-1}$$

Le coefficient de foisonnement moyen C_e est alors obtenu en faisant le rapport entre le volume de sol effondré sur la nappe $V_{\text{def}} = V_{\text{initial}} + \Delta V_{\text{def}}$ et le volume initial du cylindre de sol situé au droit de la cavité V_{init} . Localement, dans les zones fortement cisailées lors de l'effondrement du sol sur la nappe, il est probable que la valeur du coefficient de foisonnement atteigne des valeurs plus élevées.

$$C_e = V_{\text{def}} / V_{\text{init}} = 1 + (f-s) / (2 H) \quad \text{Eq. 3-2}$$

Sur les trois plots expérimentaux, le coefficient de foisonnement est estimé en prenant en considération une incertitude de ± 1 cm sur la valeur de la flèche de la nappe afin de tenir compte de l'imprécision relative de la mesure (Tableau 3-14). Au final, après confrontation des résultats sur les trois plots, une valeur moyenne du facteur de foisonnement de $1,035 \pm 0,005$ peut être retenue pour le matériau de remblai utilisé.

Tableau 3-14 : Estimation du facteur de foisonnement pour un diamètre de cavité de 2,2 m (plots 1 à 3)

Plot	Flèche du géosynthétique à D = 2,2 m (m)	Hauteur de remblai correspondante (m)	Tassement de surface à D = 2,2 m (m)	Coefficient de foisonnement
1	0,21	1,14	0,14	1,031
	0,22	1,13		1,035
	0,23	1,12		1,040
2	0,20	1,11	0,14	1,029
	0,21	1,10		1,034
	0,22	1,09		1,039
3	0,33	1,13	0,27	1,031
	0,34	1,12		1,036
	0,35	1,11		1,041

3.1.4.4 Déformation de la nappe géosynthétique

Les déformations de la nappe géosynthétique sont mesurées par fibre optique sur les plots 1 et 3 (Figure 3-77). Compte tenu de l'espacement important entre les fibres optique et entre les points de mesure, les valeurs obtenues restent indicatives, notamment pour les faibles diamètres de cavités.

Les profils de déformation mesurés sur le plot 1 (Figure 3-77a) sont relativement réguliers, avec des déformations logiquement croissantes lors de l'augmentation du diamètre de la cavité. Les déformations maximales sont relevées en bord de cavité, avec des valeurs atteignant 1,07 % et 1,25 % aux bords d'une cavité de 2,2 m de diamètre. On constate une asymétrie du profil qui peut être liée à l'installation du système par fibre optique : en effet, les réseaux de Bragg ne sont pas répartis de manière homogène de part et d'autre de la cavité. En zone d'ancrage (abscisses négatives sur la Figure 3-77a), on constate une diminution progressive des déformations lorsque l'on s'éloigne de la

cavité, ce qui traduit une dissipation progressive des efforts de traction de la nappe géosynthétique par frottement avec le sol environnant.

Des mesures complémentaires ont été effectuées 1 et 2 jours après ouverture de la cavité du plot 1. Ces résultats ne sont pas présentés en raison de leur incohérence avec les mesures de déformation instantanées. Il est probable qu'une des fibres optiques se soit rompue ou qu'il y ait eu du glissement entre la bande de Géodetect® et la nappe géosynthétique.

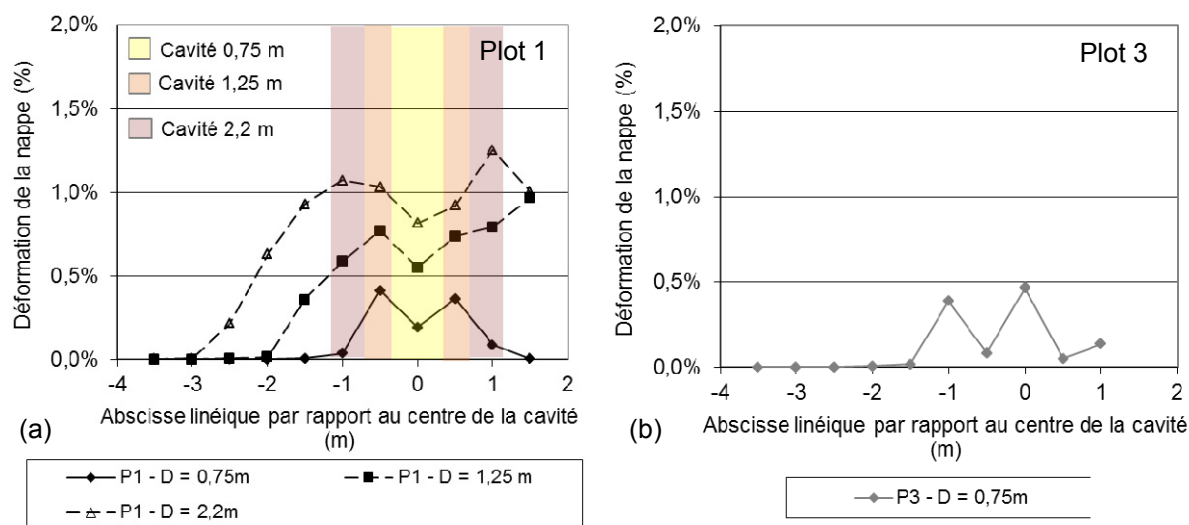


Figure 3-77 : Déformation de la nappe lors de l'ouverture de la cavité, mesurée par fibre optique sur les plots 1 (a) et 3 (b)

Le plot 3 donne lieu à des mesures difficiles à interpréter (Figure 3-77b). Ainsi, seules les mesures effectuées après ouverture de la cavité à 0,75 m de diamètre semblent exploitables. Pour les phases suivantes, la dispersion et le manque de données ne permet pas d'exploiter les résultats de manière pertinente. Dès l'ouverture de la cavité à 1,25 m de diamètre, on obtient par exemple des valeurs de déformations anormalement faibles. Des pertes induites par micro courbures, ou salissure des connecteurs lors des multiples manipulations, engendreraient un faible niveau de puissance optique du dispositif. Lors de la phase de chargement, les mesures par fibre optique n'ont pas non plus permis d'obtenir de résultats pertinents. Il est difficile de statuer à l'heure actuelle, mais il est probable que de grandes déformations, ou un éventuel glissement entre la nappe géosynthétique et la bande Géodetect® contenant les fibres optiques se soient produits.

3.1.4.5 Contraintes verticales sous le remblai en zone d'ancrage

Les capteurs de contrainte totale (CPT) ont été mis en œuvre à la base du remblai sous la nappe géosynthétique pour déterminer les reports de charge en zone d'ancrage située de part et d'autre de la cavité (Figure 3-64). Comme indiqué précédemment, ces capteurs de 0,4 m de côté ont une taille relativement élevée, et permettent de déterminer une contrainte moyenne. Cette remarque est d'autant plus pertinente pour les cavités de faibles diamètres.

Comme on peut le vérifier sur la Figure 3-78a, les contraintes verticales à la base du remblai augmentent linéairement avec la construction du remblai. Ainsi, une contrainte verticale σ_v d'environ 15 kPa est mesurée en fin de construction, ce qui reste proche de la valeur théorique de la contrainte initiale de 15,6 kPa (correspondant à une hauteur de remblai de 1,1 m et à un poids volumique 15,5 kN/m³). Pour la suite, les différents capteurs font état d'un accroissement des contraintes au fur et à mesure de l'ouverture de la cavité, les différences de comportement relevées entre les différents capteurs étant liées à leur positionnement par rapport à la buse PEHD.

La Figure 3-78b permet d'analyser l'évolution des reports de charge à l'ouverture de la cavité. Sur cette figure, les mesures de contrainte verticale sont, pour chaque capteur, normalisées par la contrainte verticale mesurée après la mise en place du remblai. Lors de la vidange complète de la cavité, on constate que les capteurs CPT2 et CPT4, tous deux placés à 0,4 m du bord de la buse PEHD, ont un comportement similaire avec une augmentation des contraintes verticales allant jusqu'à 1,3 fois la contrainte initiale. Les capteurs CPT1 et CPT3 positionnés au bord de la buse PEHD attestent quant à eux d'une augmentation de contrainte dans un rapport de 1,7.

Les mesures effectuées 20 jours après l'ouverture des cavités (non présentées ici) et lors des essais de circulation sont difficiles à interpréter car elles conduisent à des valeurs de contraintes de part et d'autre de la cavité inférieures à la contrainte générée par le poids du remblai. Ce comportement

constaté sur au moins trois des capteurs n'est pas expliqué avec certitudes mais pourrait résulter d'une éventuelle inclinaison des capteurs.

L'ensemble de ces résultats ne constitue qu'une information partielle sur les reports de charge et ne saurait être considéré que de manière quantitative. En effet, la contribution du géosynthétique sur les reports de charge est fortement localisée sur le pourtour de la cavité. Compte tenu de la taille importante des capteurs et de leur positionnement on peut douter de leur capacité à intégrer les reports de charge générés par effet membrane sur les bords de la cavité. De ce fait, on peut penser que les valeurs enregistrées sont à attribuer majoritairement aux reports de charge par effet voûte dans le remblai.

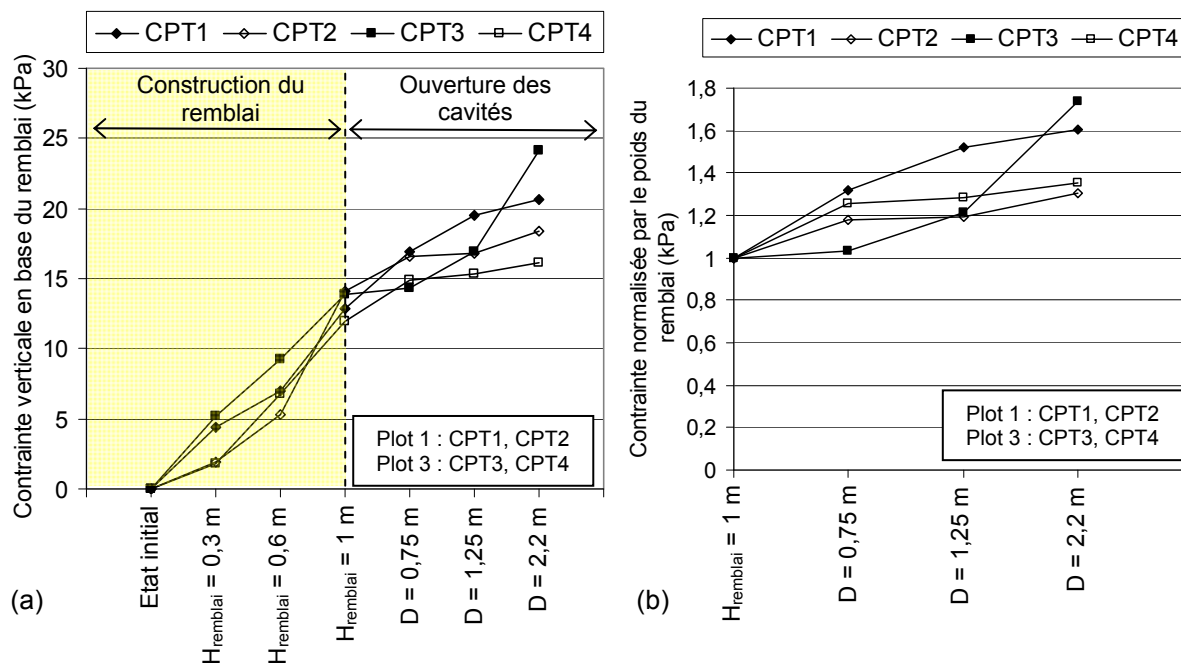


Figure 3-78 : Reports de charge : contraintes verticales sous les remblais en grave roulée 0/20 mm des plots 1 et 3 (a) et normalisation par la contrainte verticale due au poids propre du remblai (b) sur les différentes étapes expérimentales

3.1.4.6 Conclusions sur les résultats expérimentaux obtenus dans le cas des remblais granulaires

▪ Retour d'expérience sur les dispositifs expérimentaux utilisés

L'instrumentation utilisée a, dans l'ensemble, donné satisfaction si l'on prend en considération les conditions expérimentales de chantier dans lesquelles les dispositifs de mesure ont été mis en œuvre. Si les mesures effectuées lors des phases d'ouverture des cavités semblent cohérentes, celles obtenues a posteriori (20 jours après l'ouverture des cavités) sont difficiles à interpréter et sont parfois peu convaincantes.

On note en particulier que les mesures de tassement de surface (topographie et mesures manuelles), et de déflexion de la nappe géosynthétique (radar géologique) ont permis de répondre à nos attentes, leur exploitation permettant d'aller jusqu'à estimer un coefficient de foisonnement moyen de 1,035 pour la grave roulée. Par ailleurs, les mesures de déformation de la nappe par fibre optique ont permis d'obtenir des profils pertinents par rapport au comportement attendu. Ce résultat est à nuancer en raison des difficultés d'exploitation apportées par le caractère « séquentiel » des mesures, qui a nécessité une analyse de scénarii afin de bien comprendre le comportement des différents réseaux de Bragg lors des expérimentations.

L'utilisation du distance-mètre laser c'est avéré délicate. En effet, la vidange complète de la cavité n'a pas toujours été possible d'où des difficultés pour positionner correctement le rail à l'horizontale. De plus la position du rail a pu légèrement évoluer suite aux nombreuses mesures effectuées. Ce dispositif conserve malgré tout un intérêt élevé lors des essais de circulation, où il a été possible d'effectuer un enregistrement continu des déflexions des renforcements sur toute la durée de l'essai.

Enfin, si les capteurs de pression totale ont permis d'estimer avec vraisemblance les contraintes verticales sous le remblai lors de sa construction puis lors de l'ouverture des cavités, il n'a plus été possible d'estimer de façon précise les reports de charge et d'en déduire par cette mesure les charges réellement supportées par la nappe géosynthétique.

Une estimation de la charge agissant sur la nappe géosynthétique peut être faite par rétro-analyse sur la base des mesures de déflexions maximales de la nappe géosynthétique. Des informations complémentaires relatives aux mécanismes de transfert de charge seront par ailleurs apportées par la modélisation numérique.

- Analyse analytique des transferts de charge sur les plots expérimentaux

Une première analyse des résultats expérimentaux est effectuée à l'aide de la méthode de Villard et Briançon (2008). Les paramètres géométriques et mécaniques utilisés pour le dimensionnement analytique sont déterminés en accord avec la réalisation des expérimentations des plots 1 et 3.

En première analyse, les déflexions analytiques et expérimentales de la nappe géosynthétique pour une cavité de 2,2 m de diamètre sont du même ordre de grandeur (Figure 3-79).

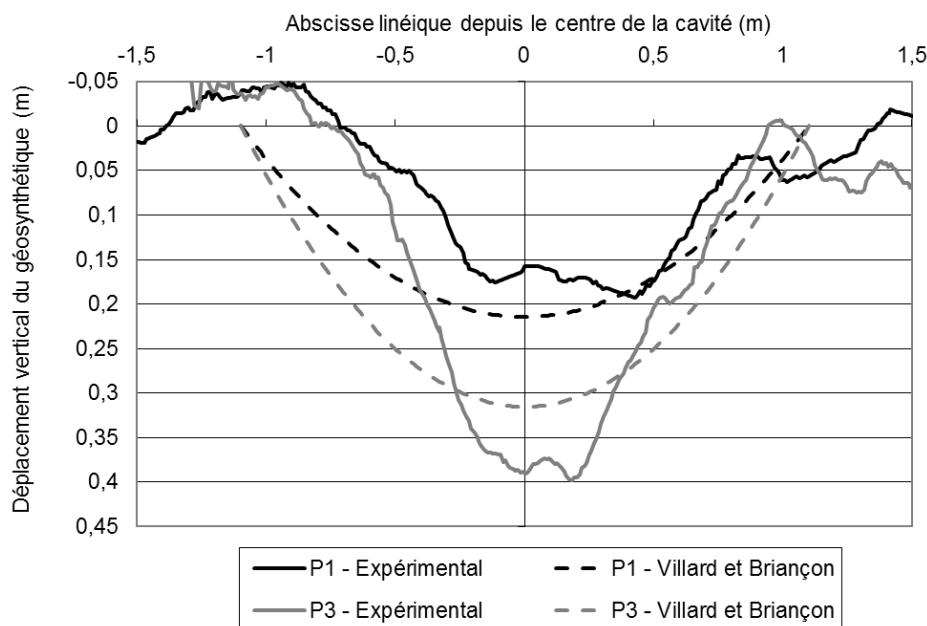


Figure 3-79 : Etude analytique des résultats expérimentaux de déplacement vertical du géosynthétique sur les plots 1 et 3

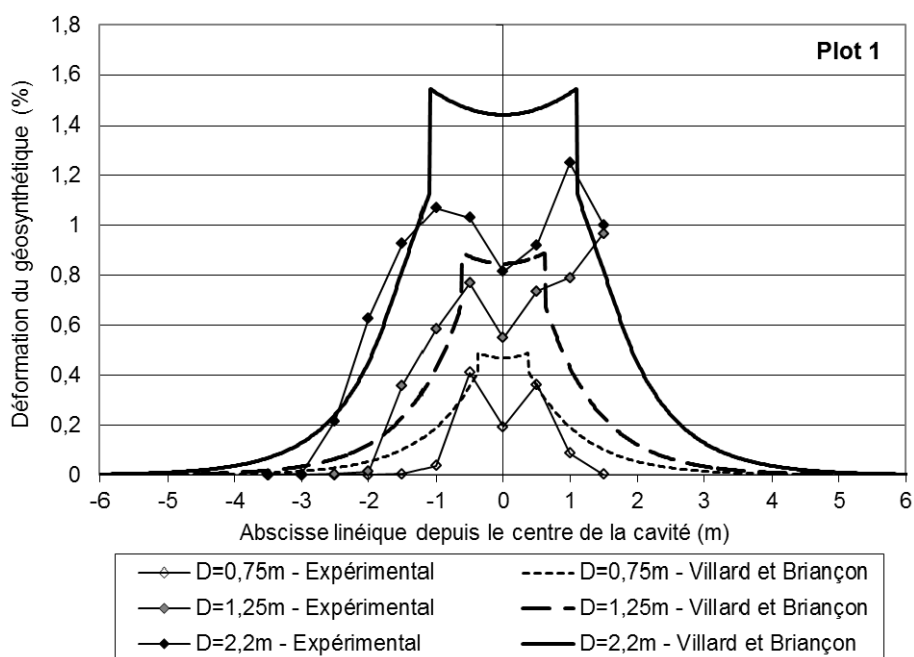


Figure 3-80 : Etude analytique des résultats expérimentaux de déformation du géosynthétique sur les plots 1 et 3

La comparaison des déformations analytiques et expérimentales sur le plot 1 à chaque étape d'ouverture de la cavité (Figure 3-80) permet de préciser que si les bons ordres de grandeur sont bien retrouvés, les données expérimentales et analytiques ne se superposent pas exactement. Même en tenant compte des imprécisions expérimentales, on constate que les déformations expérimentales en bord de cavité restent plus élevées que les prédictions analytiques utilisant l'expression des transferts de charge de Terzaghi (paragraphe 2.4.2.1). De plus, la comparaison des déformations expérimentales et analytiques du géosynthétique montre que méthode analytique nécessite une longueur d'ancrage supérieure à celle mise en évidence par les mesures par fibre optique. Cette différence peut s'expliquer par des mécanismes de transfert de charge expérimentaux et analytiques différents au droit de la cavité comme en zone d'ancrage. En effet, la méthode analytique prend pour hypothèse une distribution de charges uniforme sur la nappe géosynthétique, qui n'a pas été retrouvée par les mesures expérimentales de contrainte verticale en zone d'ancrage. En revanche, les résultats expérimentaux en zone d'ancrage montrent une tendance à la localisation des contraintes verticales vers les bords de la cavité. Ainsi, la différence entre déformations expérimentales et analytiques du géosynthétique au droit de la cavité, et plus particulièrement aux bords de la cavité, peut s'expliquer par une distribution non uniforme des contraintes verticales sur la nappe géosynthétique des plots expérimentaux alors que la méthode analytique considère cette distribution comme uniforme.

La méthode analytique de Villard et Briançon (2008) permet enfin d'analyser les reports de charge au sein des remblais granulaires des pots 1 et 3. Pour ce faire, trois contraintes verticales uniformes sur la nappe géosynthétique au droit de la cavité différentes sont comparées (Tableau 3-15) :

- La contrainte totale appliquée au droit de la cavité, correspondant au poids du remblai,
- La contrainte sur la nappe estimée par la formulation de Terzaghi (1943) employée dans la méthode de Villard et Briançon (2008),
- Une contrainte équivalente, correspondant à la contrainte verticale uniforme à utiliser dans la méthode analytique de Villard et Briançon (2008) pour retrouver la flèche expérimentale du géosynthétique.

Pour les plots 1 et 2 renforcés par le géosynthétique GtxA au comportement linéaire, l'analyse analytique permet d'affirmer que les reports de charge sur la nappe surplombant la cavité estimés par la formulation de Terzaghi (1943) sont surestimés. Le report de charge vers les bords de la cavité est de l'ordre de 60 % pour la cavité de faible diamètre, 50 % pour les cavités d'1,25 et 2,2 m de diamètre, et de 65 % après remblaiement et/ou circulation.

Dans le cas du plot 3, renforcé par le géosynthétique GtxB au comportement non linéaire et de raideurs sécantes inférieures à la raideur du renforcement GtxA, la comparaison est moins évidente. En effet, lors de l'ouverture de la cavité, la charge équivalente et la charge de Terzaghi (1943) sont dans les mêmes ordres de grandeur et diffèrent de moins d'1 kN/m². Cette tendance ne se retrouve plus après remblaiement et/ou circulation, le report de charge analytique sur la nappe au droit de la cavité étant alors surestimé comme dans le cas du plot 1. Cette différence de comportement pourrait s'expliquer par le caractère non linéaire du renforcement et l'augmentation de sa raideur sécante pour les niveaux de déformation les plus importants, à savoir lors du remblaiement et des circulations.

Tableau 3-15 : Plots en remblai non cohésif – Charge analytique sur le géosynthétique au droit de la cavité pour une flèche équivalente aux expérimentations (plots 1 à 3)

	Etape	Données expérimentales		Analyse analytique		
		Charge appliquée q_{app} (kN/m ²)	Flèche du géosynthétique (m)	Charge selon Terzaghi q_T (kN/m ²)	Charge équivalente q_{equ} (kN/m ²)	Transfert de charge (%)
Plots 1 & 2	D = 0,75 m	18,60	0,03*	8,59	7,00	62
	D = 1,25 m	18,60	0,07*	12,24	9,00	52
	D = 2,2 m	18,60	0,18*	15,25	9,50	49
	Remblaiement	20,00	0,16**	16,39	6,80	66
	Après circulation	20,00	0,16**	16,39	6,90	66
Plot 3	D = 0,75 m	18,60	0,05*	8,59	8,00	57
	D = 1,25 m	18,60	0,20*	12,24	15,00	19
	D = 2,2 m	18,60	0,32*	15,25	16,00	14
	Remblaiement	21,15	0,30**	17,33	12,60	40
	Après circulation	21,15	0,30**	17,33	13,50	36

*: Estimation d'après l'analyse au radar géologique

**: Mesures effectuées au distance-mètre laser.

3.1.5 Résultats expérimentaux obtenus pour les remblais en grave traitée 0/40 mm

Les expérimentations sur grave traitée à la chaux ont été mises en œuvre pour déterminer le comportement d'un remblai cohésif pontant une cavité et pour appréhender le rôle joué par le renforcement géosynthétique après rupture de la couche traitée. Un plot non renforcé a été mis en œuvre à des fins comparatives (plot 5). Les essais proprement dits (vidange de la cavité et essais de chargement) ont été effectués 28 jours après la mise en œuvre pour permettre la cure du matériau. Les expérimentations sur le plot non renforcé montrent qu'après l'ouverture de la cavité à 2,2 m de diamètre, la cohésion du matériau de remblai (estimée à 40 kPa à 28 jours) est suffisante pour assurer la stabilité de la couche de sol traité. L'application d'une surcharge progressive centrée sur la cavité engendre la rupture brutale de la couche traitée. Quels que soient les plots étudiés, la rupture est survenue pour une charge de 1,7 t qui correspond assez bien à la valeur souhaitée lors du pré dimensionnement. Pour les plots renforcés (plots 4 et 6) des essais de chargement ont pu être menés après rupture de la couche traitée. Comme précédemment, on se limitera ici aux résultats les plus pertinents utilisés lors des confrontations avec le modèle numérique. L'intégralité des résultats expérimentaux est consignée dans un rapport d'essais très détaillé (Rapport Expérimental Géolnov/Egis, 2013).

Tableau 3-16 : Etapes des essais de chargement pour les plots en grave traitée

Etape	Surcharge ponctuelle	Observations
1	1,7 t	Rupture de la couche de sol traité
2	4 t	-
3	4 t	Chargement après déchargement et remblaiement de la déflexion de surface
4	2 t	10 cycles (plot 4 uniquement)

3.1.5.1 Topographie et tassement de surface

Le suivi topographique n'a pas permis de relever des tassements de surface significatifs lors de la phase d'ouverture des cavités (inférieur à 1 cm au droit du centre de la cavité pour une précision de mesure de ± 1 cm consécutivement à la taille des granulats). A ce stade de l'expérimentation, la couche de sol traité se comporte par conséquent comme une dalle en flexion pontant la cavité (Figure 3-81).

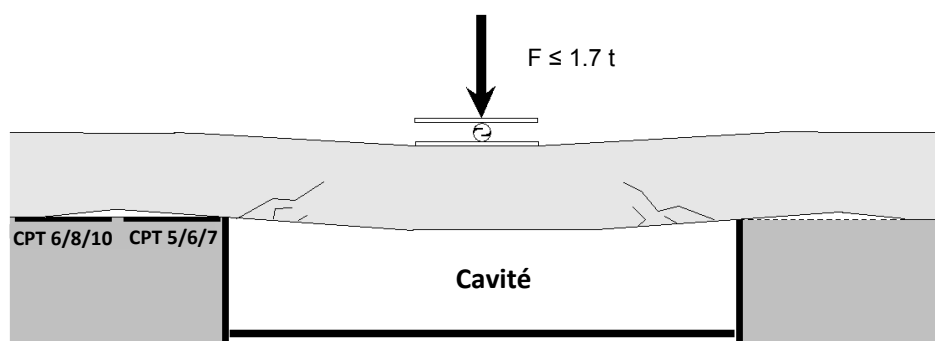


Figure 3-81 : Comportement de la couche de sol traité avant effondrement

Les premiers déplacements significatifs sont mesurés lors de l'application progressive de la surcharge (Figure 3-82). Lorsque celle-ci atteint la valeur de 1,7 t la couche de sol traité se rompt brutalement. Sur le plot 5, l'absence de géosynthétique de renforcement a permis un accès plus aisé à la zone effondrée, et l'observation de la forme de la couche de sol traitée qui se maintient en appui sur le bord de la cavité (Figure 3-83). On observe que la rupture du sol traité s'effectue selon une ligne joignant le bord de la plaque inférieure permettant l'application de la surcharge, et le bord de la buse PEHD délimitant la partie haute du bord de la cavité de 2,2 m de diamètre.

La Figure 3-84 précise ce schéma de rupture. On note principalement un effondrement en bloc de la couche de sol traité peu déstructurée sur la nappe géosynthétique. L'effondrement de surface sur le plot 4 a été estimé à environ 9 cm par une mesure manuelle à la règle graduée (mesure non effectuée sur le plot 6).

Après effondrement, une surcharge de 4 t a été directement appliquée à la verticale de la zone effondrée. Lors de cette phase de rechargement, une augmentation très significative du tassement de surface à une valeur de 26 cm est constatée (Figure 3-84b).

Par la suite, la déflexion de surface est remblayée par un matériau de type tout-venant, ce qui génère un poids supplémentaire au-dessus de la cavité d'environ 0,58 t pour le plot 4. La surface supérieure du remblai est de nouveau aplanie et grossièrement compactée à l'aide d'un godet de pelle mécanique. Les essais de chargement qui ont été réalisés (chargement à 4 t, déchargement, puis 10 cycles de chargement à 2 t sur le plot 4) n'ont pas généré de tassements de surface significatifs une fois la couche de remblai déchargée. Dans ce cas, la nappe géosynthétique déjà en position de membrane, peut s'opposer élastiquement et sans trop se déformer sous l'action des nouvelles charges appliquées.

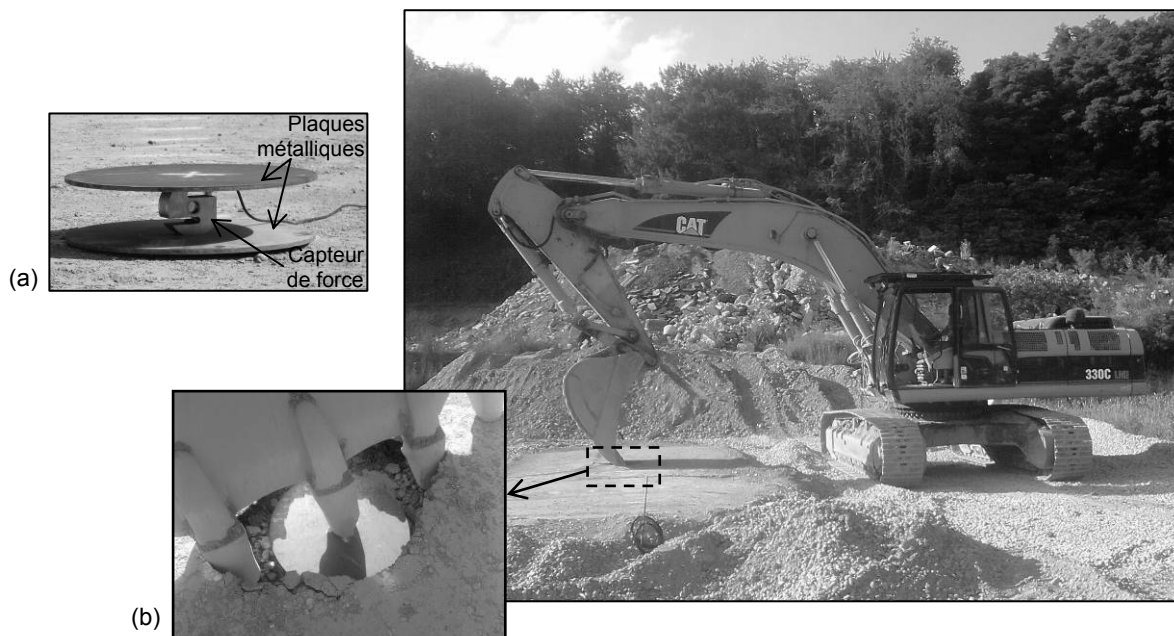


Figure 3-82 : Essai de chargement sur les plots en sol traité – Dispositif d'application et de mesure de l'effort appliqué (a) et réalisation de l'essai (b)

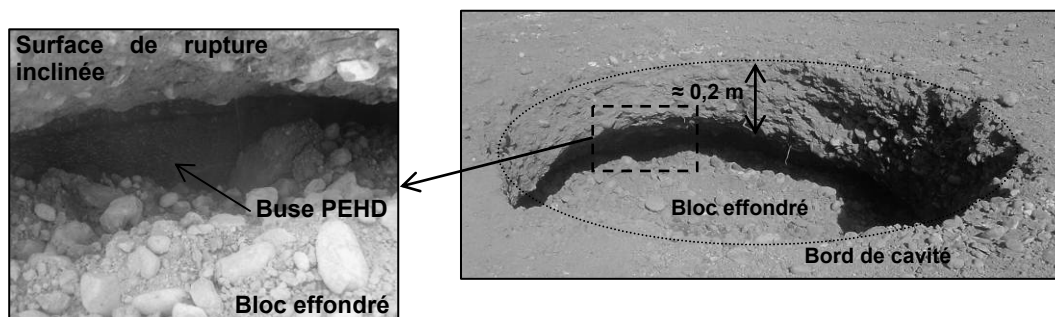


Figure 3-83 : Essai de chargement sur les plots en sol traité – Vues à différentes échelles de la configuration de la couche de sol traité rompue en bord de cavité (plot 5)

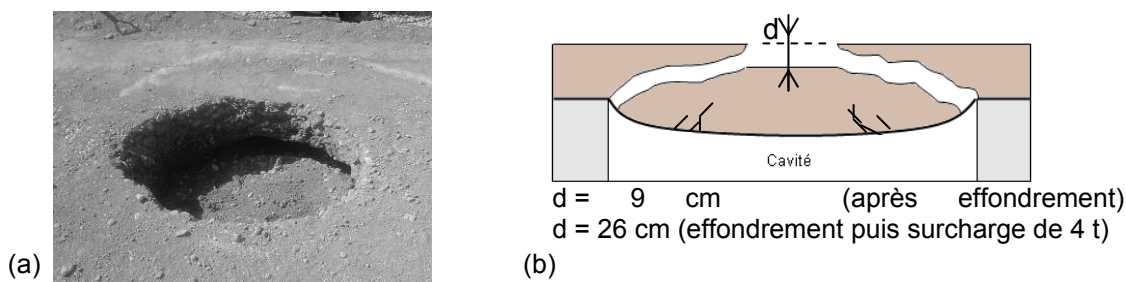


Figure 3-84 : Géométrie de la rupture de la couche de sol traité après application d'une surcharge sur les plots 4 et 6 : effondrement type (a) et coupe schématique sur le plot 4 (b)

En cohérence avec le suivi topographique de surface, les enregistrements au radar géologique et au distance-mètre laser effectués lors de la vidange des cavités n'ont pas permis de mettre en évidence de déflexions significatives de la nappe géosynthétique. Seul un léger décollement de quelques centimètres du renforcement par rapport à la couche de sol traité a pu être constaté (Figure 3-85a). Ce décollement, de l'ordre de 2 à 3 cm sur le plot 4, résulte du poids propre du géosynthétique et de la formation du vide sous-jacent.

Suite à l'effondrement de la couche de sol traité lors de l'application progressive de la surcharge, un accroissement du déplacement vertical de la nappe d'environ 6 à 7 cm a pu être mesuré au distance-mètre laser sur ce même plot. En intégrant à cette mesure le décollement initial de la nappe, on en conclut que le déplacement vertical réel du géosynthétique (8 à 10 cm) diffère peu de celui observé en surface (environ 9 cm), ce qui tend à confirmer que le sol traité s'est effondré d'un bloc sur la nappe géosynthétique sans se déstructurer ni foisonner.

Après rupture, la couche de sol traité est de nouveau sollicitée par une surcharge progressive appliquée au centre de la cavité. Pour une charge de 4 t, on a pu constater des accroissements de déplacements verticaux de la nappe géosynthétique respectivement de 25 ou 20 cm environ sur les plots 4 et 6 (Figure 3-85a). Là encore, en prenant en compte le décollement initial de la nappe après ouverture de la cavité et un tassement de surface de 26 cm sur le plot 4, on conclut que la couche de sol traité n'a pas foisonné. On remarque également sur la Figure 3-85a que les déplacements de la nappe géosynthétique sont plus faibles sur le plot 6, pour lequel la raideur du géosynthétique GtxC est légèrement plus élevée.

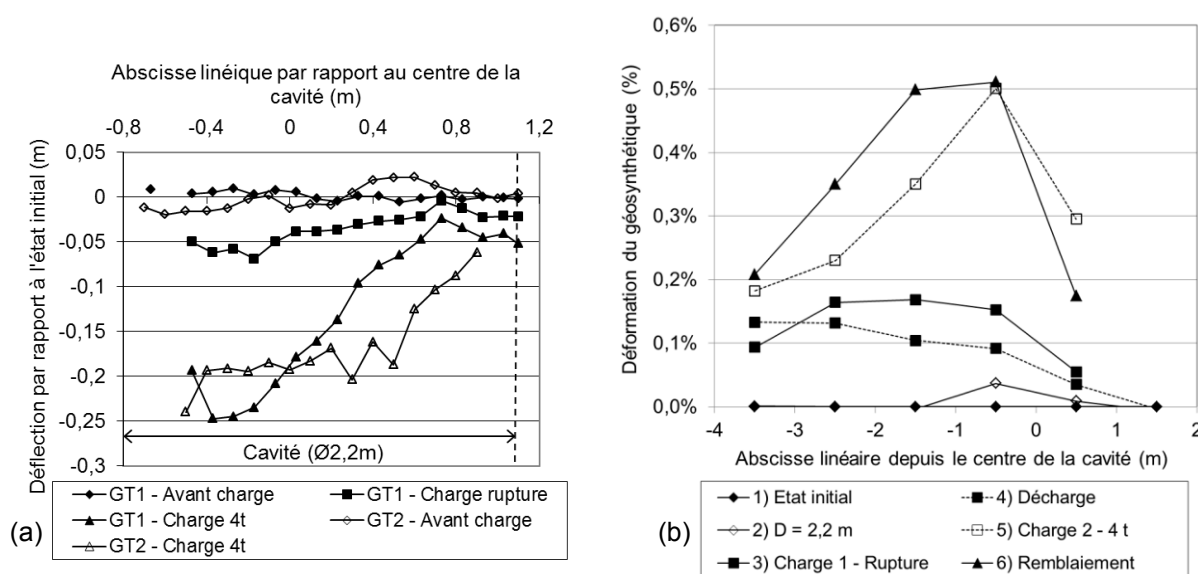


Figure 3-85 : Accroissements de déplacement de la nappe géosynthétique mesurés au distance-mètre laser sur les plots 4 et 6 (a) et déformations par fibre optique sur le plot 6 (b)

Les mesures de déformation du géosynthétique sur le plot 6 (Figure 3-85b) sont effectuées à partir du système Géodélect® utilisé sur le plot 1. Une fibre optique s'étant rompue après ouverture de la cavité sur le plot 1, seules les mesures de la fibre optique restante équipée de 6 réseaux de Bragg espacés de 1 m chacun ont pu être exploitées. Compte tenu du nombre de mesures restreint, lié à l'espacement important entre les points de mesures, il est préférable de considérer les résultats obtenus sur un plan qualitatif.

Après vidange de la cavité de 2,2 m de diamètre, on constate que les déformations de la nappe géosynthétique restent très faibles, ce qui correspond au léger décollement de la nappe géosynthétique déjà constaté lors des analyses de déflexion au distance-mètre laser et au radar géologique.

L'effondrement brutal d'une partie de la couche de sol traité sur le géosynthétique (étapes 3 et 4 sur la Figure 3-85b) donne lieu à des déformations relativement homogènes d'environ 0,16 % dans la zone située en bord de cavité et dans la zone d'ancrage adjacente. Les incréments de déformation au centre de la cavité restent très faibles et voisins de ceux obtenus avant chargement. On peut penser que l'effondrement en bloc du sol traité sur la nappe géosynthétique induit une distribution des contraintes sur la nappe très hétérogène avec vraisemblablement une concentration des efforts plus importante sur le bord de la cavité. Le frottement entre la nappe géosynthétique et le bloc effondré limiterait de ce fait les déformations dans la partie centrale.

Après décharge, on constate que les déformations restent maximales dans la zone d'ancrage et chutent légèrement au voisinage et au droit de la cavité. On pourrait ici observer deux phénomènes complémentaires, qui seraient un léger « retour élastique » du géosynthétique au droit de la cavité, et un éventuel glissement irréversible dans la zone d'ancrage ayant provoqué l'augmentation de déformation constatée sur le point de mesure le plus éloigné de la cavité.

L'application d'une surcharge sur la zone effondrée (étape 5 sur la Figure 3-85b) induit une augmentation de la déformation principalement au bord de la cavité et une mobilisation progressive de l'ancrage. La phase suivante de déchargement et de remblaiement de la cavité (étape 6 sur la Figure 3-85b), s'est traduite par un accroissement des déformations de 0,1% essentiellement dans la zone d'ancrage et ce consécutivement au poids ajouté lors du remblaiement (environ 0,58 t). La zone du géosynthétique en contact avec le bloc de sol effondré semble peu sollicitée.

Les profils de déplacement vertical du géosynthétique sont complétés par une mesure continue de l'accroissement de déplacement vertical du renforcement au centre de la cavité (Figure 3-86) tout au long des essais de chargement. Pour chacun des plots, le début d'une phase de chargement comprend le déplacement vertical de la phase de chargement antérieure. Sur le plot 4, l'essai de chargement cyclique avec une surcharge de 2 t donne un résultat de déplacement stable dès la fin du premier cycle, ce qui souligne le comportement élastique du renforcement.

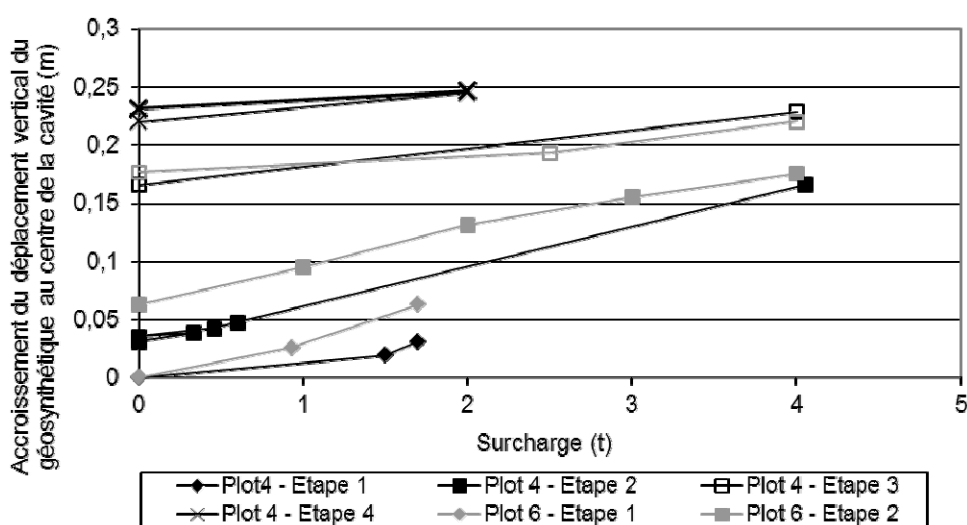


Figure 3-86 : Accroissements du déplacement vertical de la nappe géosynthétique au centre de la cavité

3.1.5.3 Contraintes verticales sous le remblai en zone d'ancrage

En fin de construction de la couche de sol traité, seuls les capteurs CPT5 et CPT10 donnent des valeurs de contrainte proches de la contrainte verticale théorique de 6 kPa (Figure 3-87), équivalente à une épaisseur de 0,35 m de matériau de poids volumique 18 kN/m³. Les valeurs mesurées sur les autres capteurs sont soit surestimées ou sous estimées suivant les cas ce qui atteste des difficultés rencontrées lors du compactage de la couche de sol traité (différence de rigidité entre le matériau de remplissage de la cavité et celui de la plateforme de travail).

Lors de l'ouverture de la cavité, l'incrément de contrainte verticale mesuré par les capteurs de pression totale est du même ordre de grandeur que la précision de la mesure, soit ± 1 kPa (Figure 3-87). On peut penser que le fléchissement de la couche de sol traité faisant suite à la vidange de la cavité induit une augmentation de contraintes sur le pourtour immédiat de la cavité mais également du soulèvement à son voisinage proche (Figure 3-81). Dans ces conditions, compte tenu de la taille importante des capteurs utilisés et leur écartement de 0,2 m par rapport au bord de la cavité, il semble difficile de mettre en évidence les reports de charge par les mesures de contrainte verticale effectuées. De même, les essais réalisés pendant la phase de chargement sur le plot non renforcé (plot 5) n'ont pas provoqué de variation significative de la contrainte verticale à la base de la couche de sol traité (valeurs inférieures à la précision de la mesure). Les surcharges appliquées seraient transférées en totalité par effet membrane à la nappe géosynthétique. Néanmoins, la position et la taille des capteurs ne permettent pas la mise en évidence de ces reports de charge par effet membrane qui sont localisés sur le pourtour de la cavité.

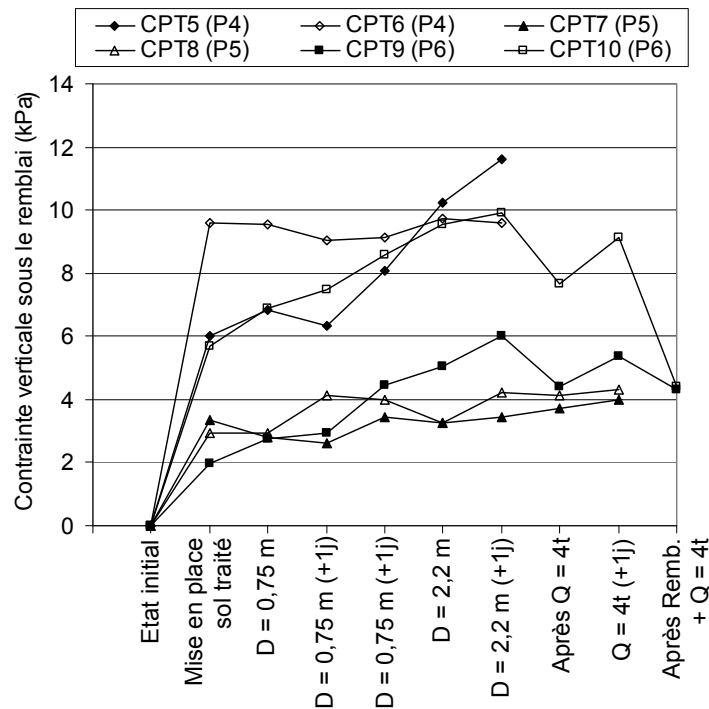


Figure 3-87 : Contrainte verticale sous la couche de sol traité (plots 4, 5 et 6)

3.1.5.4 Conclusions sur les expérimentations avec les remblais en grave traitée 0/40 mm

▪ Retour d'expérience sur les dispositifs expérimentaux utilisés

Comme pour la phase expérimentale avec les remblais en grave roulée, le dispositif expérimental mis en place a permis d'obtenir un ensemble de données intéressantes mais pas toujours suffisantes pour permettre une analyse fine des mécanismes observés. Le retour d'expérience acquis lors de la première phase des expérimentations a cependant permis d'optimiser le dispositif expérimental, les protocoles d'essais et la réalisation des expérimentations.

Lors de l'ouverture des cavités, les mesures topographiques et l'analyse au radar géologique se sont à nouveau révélées pertinentes, et d'une efficacité avérée. L'expérience acquise précédemment sur le maniement du rail du distance-mètre laser a été mise à profit et a permis d'obtenir, sur chaque plot, une série de profils de déflexion du géosynthétique pertinents.

Parmi les points délicats, les capteurs de pression totale n'ont cette fois-ci pas permis d'enregistrer des variations de contrainte significatives en regard de leur position et du mode de rupture observé. Enfin, la réutilisation des systèmes de mesure de déformation par fibre optique ne s'est pas avéré être un choix judicieux, les réseaux de Bragg d'une seule des quatre fibres optiques ayant permis une mesure. L'évolution des déformations sur cette fibre optique est à considérer de manière qualitative en raison du nombre limité de points de mesure et de la réutilisation de cette fibre déjà déformée.

▪ Analyse analytique des transferts de charge sur les plots expérimentaux

La méthode analytique de Villard et Briançon (2008) n'est pas adaptée au cas des sols traités. Une analyse analytique des résultats expérimentaux est tout de même tentée comme pour le cas du remblai granulaire en grave roulée 20/40 mm. Les paramètres géométriques et mécaniques introduits dans le dimensionnement analytique correspondent aux données expérimentales des plots 4 et 6.

Les déflexions et déformations de la nappe géosynthétique mesurées expérimentalement lors de l'ouverture de la cavité sont bien inférieures aux estimations analytiques. Ce résultat souligne l'inadéquation de la méthode pour le cas de sols cohésifs : en effet, la nappe géosynthétique au droit de la cavité reste déchargée dans le cas expérimental alors que la formulation analytique tient compte d'une contrainte verticale (formulation de Terzaghi, 1943). La différence de comportement entre le remblai en grave roulée 20/40 mm et la grave 0/40 mm traitée à la chaux vient de la nature cohésive de la grave traitée, qui ne se déforme pas de la même manière.

Lors des essais de chargement en revanche, la couche de sol traité s'effondre en bloc, puis se déstructure sur la nappe au droit de la cavité. Il est alors possible d'effectuer une analyse analytique des transferts de charge sur le modèle de celle effectuée pour le cas du remblai non cohésif. Les distributions uniformes de deux contraintes verticales sur la nappe au droit de la cavité sont

comparées : la charge totale (poids des matériaux au droit de la cavité), et la contrainte équivalente sur la nappe au droit de la cavité devant être introduite dans la méthode analytique afin de retrouver les déflexions expérimentales. Pour les deux plots 4 et 6, la méthode analytique permet d'estimer le chargement uniforme sur la nappe au droit de la cavité qui permet de retrouver la déflexion expérimentale (Tableau 3-17).

Tableau 3-17 : Plots en sol traité – Charge analytique sur le géosynthétique au droit de la cavité pour une flèche équivalente à celle mesurée lors des expérimentations (plots 4 et 6)

	Etape	Données expérimentales		Analyse analytique	
		Charge appliquée q_{app} (kN/m ²)	Flèche du géosynthétique (m)	Charge équivalente q_{equ} (kN/m ²)	Transfert de charge (%)
Plot 4	D = 2,2 m	7,20	0,00	0,00	100
	P = 1,7 t	11,70	0,03	0,50	96
	P = 4 t	17,70	0,17	6,20	65
	Remblaiement	8,70	0,17	6,20	29
	P = 4 t	19,20	0,23	14,20	26
Plot 6	D = 2,2 m	7,20	0,00	0,00	100
	P = 1,7 t	11,70	0,06	0,70	94
	P = 4 t	17,70	0,18	8,30	53
	Remblaiement	8,70	0,18	8,40	3
	P = 4 t	19,20	0,22	14,70	23

P: surcharge ponctuelle au toit de la couche de sol traité centrée sur la cavité.

Lors des étapes d'ouverture de la cavité, la couche de sol traité ne se déplace pas de manière significative et reste totalement en appui sur les bords de la cavité. Le transfert de charge vers les bords est donc maximal. C'est lors des essais de chargement que le transfert de charge vers les bords de la cavité diminue progressivement, avec une valeur de 95 % après rupture de la couche de sol traité, et de 50 à 65 % (selon le plot) pour une surcharge de 4 t. Après la rupture de la couche de sol traité, plus de la moitié de la charge totale au droit de la cavité est reportée vers les bords de la cavité par l'intermédiaire du géosynthétique de renforcement.

Enfin, les essais de chargement ont confirmé l'intérêt des géosynthétiques de renforcement dans le cas d'une couche de sol traité soumise à l'aléa cavité. En effet, même après la rupture et l'effondrement du sol traité au-dessus de la cavité, il a été possible d'appliquer une surcharge supplémentaire sans atteindre la ruine complète de l'ouvrage renforcé.

3.1.6 Analyse critique des résultats expérimentaux et retour d'expérience

L'exploitation des résultats expérimentaux a permis de poser de nombreuses questions quant à la fiabilité des mesures, à la représentativité de l'expérimentation réalisée ou au bon fonctionnement de l'instrumentation. Un rapport de retour d'expérience sur le fonctionnement de l'instrumentation a été rédigé et inséré au rapport d'essais (Rapport expérimental Géolnov/Egis, 2013).

3.1.6.1 Représentativité des expérimentations

Les expérimentations en vraie grandeur peuvent a priori être considérées comme représentatives de la formation d'un fontis sous un remblai renforcé. En effet, la combinaison d'une trappe et de chambres à air concentriques pouvant être dégonflées reproduit assez bien un effondrement progressif du sol par gravité, comme dans le cas d'une remontée de fontis. La cavité se forme aussi par augmentation de son diamètre, ce qui, pour certains fontis, correspond aux observations de terrain (INERIS, 2007).

Quelques réserves sont à émettre quant au choix des matériaux utilisés. Ainsi, la grave 20/40 mm utilisée pour la réalisation d'un remblai purement frottant ne correspond pas forcément à la réalité du terrain ; les motivations quant à ce choix étant principalement de faciliter les comparaisons avec le modèle numérique. De même, la grave 0/40 mm traitée à 2% de chaux ne correspond pas à un matériau classiquement employé en couche de forme. Ses caractéristiques mécaniques, notamment en termes de cohésion, restent relativement faibles, ce qui par ailleurs était souhaité pour obtenir une rupture franche du remblai traité pour la charge de rupture visée. Enfin, les renforcements géosynthétiques sont eux aussi largement sous-dimensionnés pour permettre une mesure significative des déplacements et des déformations.

Il convient avant tout de souligner le bon fonctionnement global, dans des conditions de chantier, des systèmes d'instrumentation utilisés et des expérimentations elles-mêmes. Dans l'ensemble, la plupart des mesures effectuées sont redondantes, car réalisées à partir de systèmes différents, ou complémentaires. Il a donc été possible de valider les différents systèmes de mesure grâce à ces recoupements sur les mesures.

En termes de précision, on note que les systèmes instrumentaux employés sont extrêmement précis en conditions de laboratoire. En conditions de chantier, comme c'est le cas ici, il est souvent nécessaire de ramener cette précision à la dimension des granulats du remblai (topographie, radar géologique) ou de tenir compte des étapes d'installation et de manutention pouvant induire un décalage entre les profils de mesure successifs (distance-mètre laser monté sur son rail).

Les désagréments majeurs relevés sont intervenus lors de mesures effectuées à posteriori après ouverture de la cavité (CPT, fibre optique). La fibre optique en particulier, ainsi que son système d'acquisition, ont posé de nombreux problèmes à la fois en service (connectique, lecture) et en phase d'exploitation des résultats (pertes de points de mesure et de données, et difficultés d'établir un scénario pertinent sur toute l'expérimentation).

Enfin, les capteurs de pression totale CPT devant supporter l'étape de compactage ont in fine une gamme de mesures peu adaptée aux expérimentations réalisées. Leur précision de ± 1 kPa est en effet proche des variations de contrainte enregistrées, notamment pour les plots expérimentaux en grave traitée. De plus, leur taille importante (choisie en fonction de la taille des granulats du remblai) et leur positionnement n'ont pas permis de mettre en évidence avec précision les mécanismes de transfert de charge.

3.1.7 Conclusions sur les travaux expérimentaux

Les expérimentations ont permis de mettre en évidence la différence de comportement entre un remblai en grave roulée et une couche de grave traitée renforcés soumis à la formation sous-jacente d'une cavité.

- Expérimentations sur le remblai en grave roulée non cohésive

Pour les remblais non cohésifs en grave roulée 20/40 mm, les résultats expérimentaux de déformations de la nappe géosynthétique valident le mécanisme de dissipation des efforts de la nappe géosynthétique par frottement en zone d'ancrage. Les mesures de déflexion valident quant à elles le comportement en membrane du renforcement au droit de la cavité. Par ailleurs, l'étude des déplacements verticaux du remblai renforcé (tassement de surface, déflexion du géosynthétique et déplacements des réflecteurs métalliques au sein du remblai) montre que la zone affectée par l'effondrement du remblai est restreinte au cylindre de sol au droit de la cavité circulaire. Sur ce volume, le remblai foisonne de manière hétérogène, avec une valeur moyenne de facteur de foisonnement estimée à 1,035 pour la grave 20/40 mm utilisée sur les plots expérimentaux. La valeur moyenne du facteur de foisonnement dépend du matériau de remblai, mais également du rapport H/D entre la hauteur du remblai H et le diamètre de la cavité D. En effet, le foisonnement concerne une zone décompactée de sol limitée en hauteur dans le remblai et centrée sur l'axe vertical de la cavité.

Les transferts de charge vers le bord de la cavité ont pu être estimés et précisés par le biais des formulations analytiques proposées par le modèle analytique de Villard et Briançon (2008). Ce report de charge dépend lui aussi du rapport H/D, et du type de renforcement géosynthétique (raideur linéaire ou non linéaire). Par exemple, dans le cas du plot 1 dont le renforcement a un comportement linéaire, le report de charge vers le bord de la cavité varie de 62 % à environ 48 % pour une cavité dont le diamètre passe de 0,75 m à 2,2 m (soit un rapport H/D de 1,6 et 0,54 respectivement).

- Expérimentations sur sol traité cohésif

Dans le cas des remblais en grave 0/40 mm traités à 2 % de chaux, de caractère cohésif, le mode de rupture diffère sensiblement. Sans surcharge, la couche de sol traitée pontait la cavité de 2,2 m de diamètre sans aucun déplacement significatif. Ainsi, tant qu'aucune surcharge n'est appliquée, le transfert de charge vers les bords de la cavité est total. En revanche dès l'application d'une surcharge de valeur suffisante (1,7 t dans ce cas), une rupture brutale se produit et un bloc de sol traité peu déstructuré chute sur la nappe géosynthétique pontant le vide. La base de ce bloc a une largeur équivalente à celle de la cavité, alors qu'en tête sa largeur est équivalente à celle de la plaque métallique ayant servi à l'application de la surcharge.

Les déformations les plus importantes de la nappe géosynthétique sont localisées aux bords de la cavité, où la nappe est plus particulièrement sollicitée. En revanche, en raison de la géométrie aplatie

du bloc de sol effondré, les déformations du géosynthétique au centre de la cavité sont limitées et le déplacement vertical de la nappe n'excède pas celui atteint vers le bord du bloc et de la cavité. Cette disparité des déformations de la nappe géosynthétique au droit de la cavité permet d'émettre l'hypothèse d'une sollicitation non uniforme du renforcement : la charge sur le géosynthétique au droit de la cavité ne serait non pas uniforme, mais localement plus élevée au niveau du bord de la cavité. Au centre de la cavité, la limitation des déformations de la nappe montrerait que les efforts sur la nappe géosynthétique à cet endroit sont relativement moins élevés.

Par ailleurs, il est possible d'évaluer approximativement un transfert de charges vers le bord de la cavité de l'ordre de 95 % juste après la rupture de la couche de sol traité en ajustant un calcul selon la méthode de Villard et Briançon (2008) sur la valeur de déflexion du géosynthétique. Cette valeur chute jusqu'à atteindre 60 à 50 % (selon le plot expérimental) lors de la poursuite du chargement jusqu'à une valeur de 4 t. Après remblaiement de la déflexion de surface et jusqu'à l'exécution des cycles de chargement, aucune déformation significative de surface n'a été observée.

- Eléments innovants mis en avant par les expérimentations

Les expérimentations ont confirmé les résultats intégrés récemment dans les méthodes de dimensionnement, tels que le foisonnement du remblai non cohésif et le comportement en ancrage du géosynthétique. Elles ont également donné lieu à une quantification des mécanismes de transfert de charge pour les matériaux cohésifs et frottants. L'originalité de ces expérimentations repose sur différents aspects, comme par exemple le mode d'ouverture de la cavité par augmentation progressive de son diamètre, ou l'utilisation d'une instrumentation spécifiquement adaptée et diversifiée. Les résultats obtenus constituent une base de données originales, voire même inexistantes dans la littérature pour le cas des sols traités.

On retiendra encore le fort intérêt du renforcement géosynthétique pour le renforcement de remblais sur cavités. On soulignera notamment la possibilité d'ajouter après comblement de la déflexion de surface du remblai une surcharge ponctuelle ou de circulation au droit de la cavité ouverte sans qu'il en résulte de forts tassements de surface.

- Détection et réparation

En termes de dimensionnement, l'utilisation de matériaux de remblai de natures différentes permet d'entrevoir différentes stratégies.

Dans le cas des matériaux cohésifs la rupture de la couche de remblai intervient de manière brusque suite à l'application d'une surcharge ou par fatigue du matériau. Le géosynthétique a pour principale fonction d'empêcher des déformations de surface excessives limitant ainsi les risques d'accidents graves. Il est dans ce cas nécessaire de mettre en œuvre une campagne de détection et de réparation immédiate pour garantir la pérennité de l'ouvrage.

Dans le cas de remblais granulaires non cohésifs, la progressivité de l'effondrement et l'action du coefficient de foisonnement du matériau granulaire conduisent à un état du remblai relativement stable avec des tassements de surface relativement faibles (voir nuls) ce qui permet d'envisager cette solution de renforcement à moyen terme (effondrement brusque) ou à long terme (effondrement progressif). Dans ce cas, il peut être intéressant d'associer une instrumentation de type fibre optique au géosynthétique afin de détecter la formation de la cavité et d'en suivre l'évolution. Le dimensionnement pourrait donc être effectué à long terme afin de garantir les caractéristiques mécaniques minimales du renforcement géosynthétique sur une période donnée, mais l'intervention de réparation en cas d'effondrement est obligatoire pour garantir la sécurité des usagers.

Enfin, les résultats expérimentaux constituent un ensemble de données certes conséquent, mais auquel certaines informations font défaut. De plus, l'exécution de ces expérimentations en conditions de chantier, les précisions de mesure ramenées aux dimensions des granulats des remblais et quelques dysfonctionnements de l'instrumentation mise en place font qu'il n'a pas été possible d'obtenir toutes les informations souhaitées ou nécessaires à la compréhension du comportement du remblai renforcé. Par exemple, les reports de charge n'ont pas pu être déterminés avec précision.

3.2 Simulations numériques des expérimentations sur cavités

Les travaux numériques sur le thème des effondrements localisés s'appuient sur la méthode de couplage éléments discrets et éléments finis présentés au paragraphe 2.5.2.4 (Villard et al., 2009b). Différents modèles numériques permettant de simuler l'apparition d'une cavité sous un remblai renforcé (ouverture par augmentation du rayon ou par abaissement d'une trappe) ont été testés et optimisés sous le logiciel SDEC. Les procédures de calcul telles que les méthodes de mise en place des particules ou d'ouverture des cavités ont été validées ou optimisées par des calculs préliminaires (optimisation des vitesses d'ouverture ou d'abaissement de la trappe pour minimiser les temps de calcul). L'influence de certains paramètres du modèle comme la densité du matériau granulaire ou la raideur du géosynthétique ont également donné lieu à une étude de sensibilité. Ces modèles, une fois établis, ont par la suite été employés pour le pré-dimensionnement et la simulation des expérimentations en vraie grandeur.

3.2.1 Description du modèle numérique

3.2.1.1 Définition du modèle type

Le modèle numérique de base utilisé dans la phase de pré dimensionnement et pour l'étude paramétrique comprend un matelas granulaire d'1 m d'épaisseur (M0) composé de 15000 clusters de deux sphères d'élancement 1,5 (Figure 3-88b) mis en place selon la procédure REFD (paragraphe 2.5.2.1). La forme non sphérique retenue pour les particules permet de restituer des propriétés mécaniques macroscopiques proches des caractéristiques réelles des matériaux granulaires. Pour simuler les expérimentations en vraie grandeur sur la grave roulée (M1), un autre jeu de paramètres a été utilisé. Dans ce cas, des élancements de 2 ont été retenus pour mieux approcher les caractéristiques de cisaillement de la grave 20/40 mm utilisée pour les essais en vraie grandeur. Enfin, des matelas granulaires d'épaisseur 1 m et 0,35 m, constitués de 30000 clusters de deux sphères (respectivement M2 et M3), ont également été utilisés d'une part pour augmenter la précision des calculs pour les petits diamètres de cavité ou d'autre part pour analyser le comportement de la couche de sol traité. Les caractéristiques principales de ces matériaux de remblai sont données dans le Tableau 3-18. Les courbes granulométriques sont présentées en Figure 3-89.

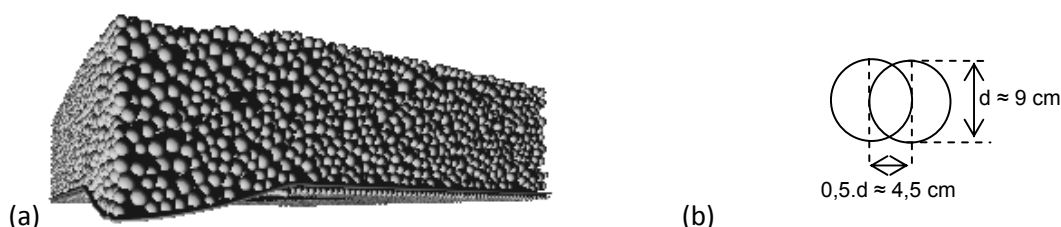


Figure 3-88 : Aperçu du modèle numérique – Déflexion de la nappe au droit de la cavité ouverte (a) et forme des clusters utilisés (b)

Tableau 3-18 : Définition des matériaux de remblai numériques types

		Matelas granulaire « purement frottant »			Matelas de sol traité (cohésif)
		M0	M1	M2	M3
Géométrie	Dimensions externes	4 x 4 x 1 m	4 x 4 x 1 m	2 x 2 x 1 m	4 x 4 x 0,35 m
Particules	Type	Clusters	Clusters	Clusters	Clusters
	Nombre	15000	15000	30000	15000
	Diamètre moyen (m)	0,084	0,077	0,042	0,059
	Elancement	1,5	2	2	1,5
	Densité (kg/m ³)	2812,5	2672,4	2672,4	2812,5

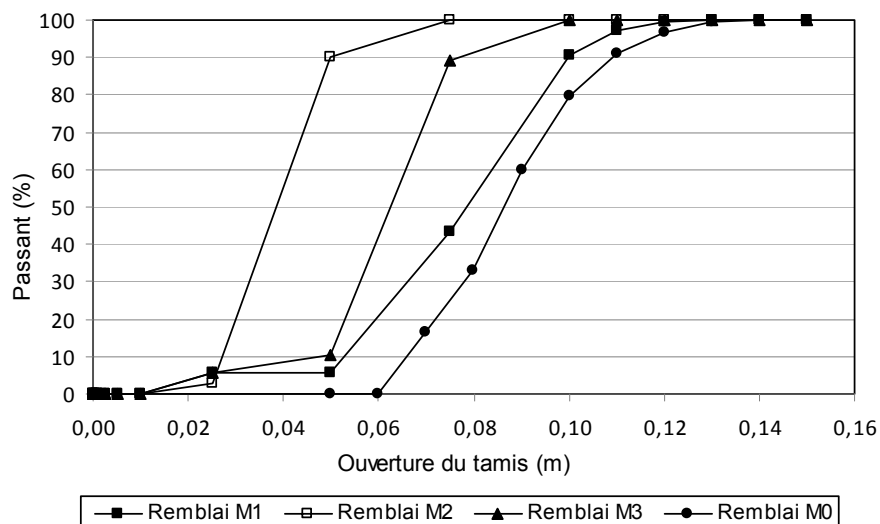


Figure 3-89 : Courbes granulométriques des matériaux de remblai numériques

Le Tableau 3-19 synthétise les paramètres microscopiques et caractéristiques mécaniques macroscopiques des différents matériaux numériques utilisés pour la phase de pré dimensionnement, pour l'étude paramétrique et pour simuler les expérimentations en vraie grandeur (matériaux M0, M1, M2 et M3). Les caractéristiques mécaniques macroscopiques sont obtenues par des simulations numériques de l'essai triaxial. Pour le matériau en sol traité des essais complémentaires de flexion 3 points ont été simulés numériquement.

Tableau 3-19 : Définition mécanique des matériaux de remblai numériques types

		Matelas granulaire « purement frottant »			Matelas de sol traité (cohésif)
		M0	M1	M2	M3
Paramètres microscopiques	Angle de frottement (°)	30	25	25	30,0
	Cohésion (kPa)	0	0	0	75,0
	Elancement (-)	1,5	2	2	1,5
Caractéristiques macroscopiques	Porosité numérique (-)	0,36	0,42	0,42	0,36
	Densité relative (%)	92,9	65,2	68,9	98,6
	Poids volumique (kN/m ³)	18,0	15,5	15,5	18,0
	Module d'Young (MPa)	26,3	18,4	18,4	22
	Coefficient de Poisson (-)	0,3	0,3	0,3	0,3
	Angle de frottement interne : valeur au pic (°)	35	35	35	37
	Angle de frottement interne : valeur au palier (°)	28	30	30	33
	Cohésion (kPa)	0	0	0	28

A la base du matelas granulaire est positionnée une nappe géosynthétique simulée par 3200 éléments triangulaires plans déformables, selon les principes décrits au paragraphe 2.5.2.4. Cette nappe comprend deux directions de renforcement orthogonales. Une couche de sphères indépendantes et de petit diamètre sont disposées régulièrement sous la nappe géosynthétique. Ces sphères modélisent l'action d'un sol support, et le contrôle de leur position permet de simuler l'ouverture progressive d'une cavité circulaire sous le renforcement géosynthétique. Pour des raisons de symétrie et d'optimisation du modèle de calcul, seul un quart du problème est pris en considération dans le modèle de base. Ce choix correspond à un compromis entre la précision de discrétisation des éléments discrets représentant le sol granulaire, et le temps de calcul.

Une fois le modèle mis en place, les paramètres de contact (frottement et adhérence microscopiques) sont attribués aux particules en fonction du comportement macroscopique souhaité. Le matelas granulaire et les sphères support sont ensuite soumis à la gravité. Après stabilisation, l'ouverture de la cavité circulaire est simulée.

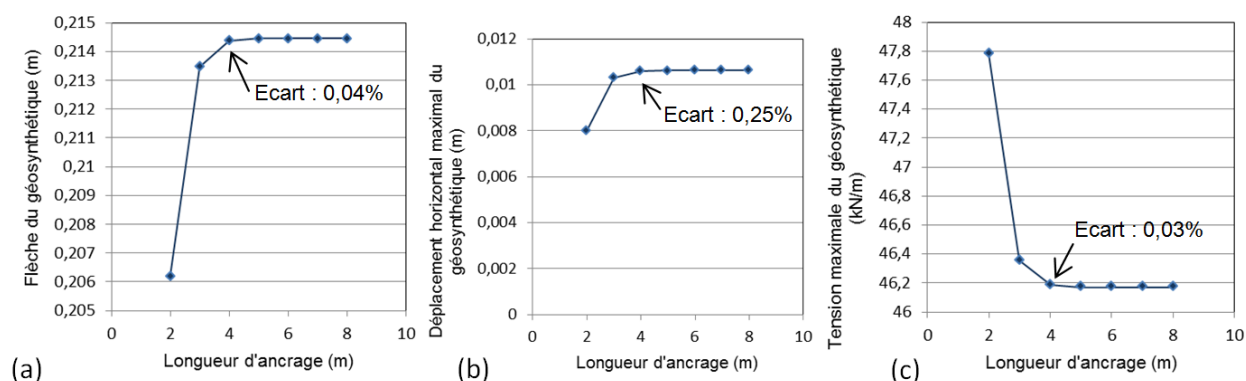
3.2.1.2 Définition des dimensions du modèle type

Le paramètre de base à partir duquel les dimensions du modèle sont définies est le rayon maximal de la cavité, fixé à 1,1 m en accord avec les expérimentations en vraie grandeur. Les dimensions du modèle sont optimisées sur la base du modèle analytique (Villard et Briançon, 2008) de manière à définir une longueur d'ancrage du géosynthétique suffisante pour s'affranchir des effets de bords tout en minimisant la taille de la maille de calcul. Le modèle analytique utilisé permet en effet de considérer les déplacements et la mise en tension progressive de la nappe géosynthétique et permet ainsi de définir la longueur d'ancrage sur laquelle le géosynthétique va être mobilisé. On supposera que la taille optimale du modèle est atteinte dès lors que des écarts maximum de 0,25 % sur les résultats en tension, en déformation et en déplacement du géosynthétique par rapport à une longueur d'ancrage infinie sont atteints.

Les paramètres de calcul pris en compte dans la méthode analytique correspondent aux caractéristiques du plot expérimental n°1 (Tableau 3-20). Les résultats du modèle analytique présentés sur la Figure 3-90 montrent que pour une longueur d'ancrage supérieure à 2,9 m le critère de 0,25 % est bien respecté. Les écarts enregistrés sur les valeurs de flèche (Figure 3-90a), de déplacement horizontal (Figure 3-90b) et de tension de la nappe géosynthétique (Figure 3-90c) au droit de la cavité restent inférieurs à 0,25 % et peuvent même atteindre 0,03 %. Cette longueur d'ancrage de 2,9 m (soit un modèle numérique de 4 m de côté) apparaît comme optimale pour le cas d'une cavité de rayon 1,1 m. C'est le choix qui a été fait pour la suite des développements numériques.

Tableau 3-20 : Définition géométrique du modèle numérique - Etude paramétrique analytique

Caractérisation du matelas granulaire	
Hauteur de remblai H (m) :	1
Masse volumique γ (kN/m ³) :	15,5
Angle de frottement du sol f_s (°) :	36
Facteur de foisonnement C_e :	1,035
Définition de la cavité et du renforcement	
Diamètre ou largeur de la cavité L (m)	2,2
Rigidité de la nappe dans le sens longitudinal J (kN/m)	2988
Angle de frottement à l'interface inférieure (°)	40
Angle de frottement à l'interface supérieure (°)	23
Déplacement minimal nécessaire à la mobilisation du frottement maximum (m)	0,005
Chargement	
Surcharge p (kN/m ²) :	0
Charge répartie sur les côtés de la cavité q_0 (kN/m ²)	18,6
Charge répartie au-dessus de la cavité q (kN/m ²) – Formulation de Terzaghi	15,25
Ancrage	
Longueur d'ancrage variable	2 à 8 m
Déplacement au point d'ancrage	0 m



3.2.1.3 Validation de la méthode de mise en place des particules

Les particules du remblai numérique sont mises en place selon la méthode REFD (Radius Expansion-Friction Decrease) décrite au paragraphe 2.5.2.1. Après grossissement des particules à la densité souhaitée, les paramètres de contact sont attribués aux particules qui sont soumises ensuite à l'action de la pesanteur. Pour valider la procédure de mise en place des particules, les états de contrainte initiaux au sein du matelas granulaire (M1 et M2) et en bord de modèle sont étudiés.

Le calcul des contraintes se fait par la formulation de Weber (1966) détaillée au paragraphe 2.5.3.3. Dans le cas du modèle M1, le volume de calcul pris en compte est une sphère de rayon 0,3 m contenant environ 465 points de contact. Une démarche voisine mettant en œuvre un nombre de points de contact similaires est suivie pour le calcul des contraintes dans le modèle M2.

Les courbes des contraintes verticales dans les remblais M1 et M2 sous seule action du poids propre (Figure 3-91a) montrent que l'on a bien une variation de contraintes en fonction de la profondeur conforme à la théorie. Les disparités relevées en partie haute du remblai sont liées à un état moins contraint du remblai (Chevalier et al., 2012). Le dernier point de la courbe des contraintes verticales, situé en base de remblai, est obtenu à partir des efforts de contact sur le mur horizontal représentant le bord inférieur du modèle. Enfin, on remarquera que les courbes obtenues pour les remblais M1 et M2, constitués de particules de tailles et en nombre différents, sont très proches.

Les contraintes horizontales au sein du remblai sont calculées par tranches horizontales de 0,1 m d'épaisseur grâce à la formule de Weber à partir des efforts de contact entre particules. Sur les bords du modèle, elles sont définies à partir des forces de contact entre les particules du matelas et les parois en bord de modèle sur des bandes horizontales de 0,05 m de hauteur. Les courbes numériques des contraintes horizontales en fonction de la profondeur sont comparées sur la Figure 3-91b aux valeurs théoriques ($\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v$) déterminées selon la formule de Jacky (avec K_0 le coefficient des terres au repos $K_0 = 1 - \sin(\phi'_{\text{remblai}}) = 0,426$). On constate une assez bonne approximation de la contrainte horizontale théorique définie à partir du coefficient de pression des terres au repos d'autant plus que la taille des particules est petite. La procédure de mise en place des particules est donc satisfaisante.

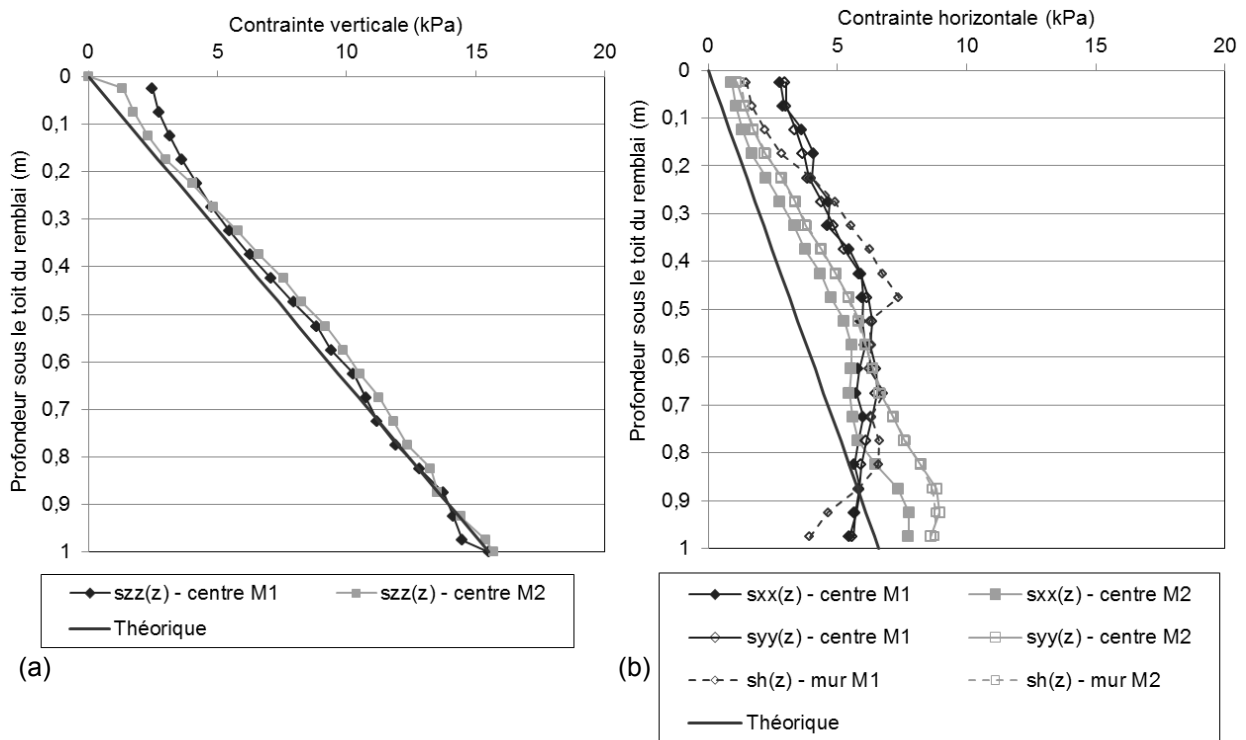


Figure 3-91 : Etat initial du remblai numérique – Contraintes verticales (a) et horizontales (b) au sein du matériau de remblai numérique en fonction de la profondeur

3.2.1.4 Définition de la géométrie de la nappe géosynthétique et de ses caractéristiques d'interface

Les nappes géosynthétiques sont constituées d'éléments triangles à 3 nœuds de faible épaisseur (2 cm) dont la taille caractéristique est voisine de celle des éléments de sols. Pour les remblais M1 et

M3, pour lesquels le diamètre moyen des sphères est de l'ordre de 6 à 8 cm, les côtés des éléments triangulaires de la nappe sont de 10 cm. Dans le cas du remblai M2, le diamètre moyen des sphères des clusters est d'environ 4 cm pour des côtés des éléments triangulaires de 5 cm. En l'absence de données expérimentales dans la phase de pré dimensionnement, le frottement d'interface entre la nappe géosynthétique et le sol a été fixé en première approximation à : $\delta_{\text{sol/nappe}} = 0,7 \cdot \tan^{-1}(\varphi_{\text{sol}})$.

3.2.1.5 Procédure d'ouverture de la cavité

La cinématique d'effondrement liée à la formation des cavités souterraines naturelles étant encore très incertaine à ce jour, deux modes d'ouverture de la cavité ont été modélisés. Ces modes d'ouverture font référence aux expérimentations de la littérature où la cavité de diamètre donné est obtenue par vidange ou abaissement d'un piston et aux expérimentations en vraie grandeur réalisées dans le cadre de la thèse avec formation des cavités par augmentation progressive de leur diamètre.

Le mode opératoire retenu pour simuler l'ouverture de la cavité résulte de la gestion des conditions limites en base du modèle discret, avec le contrôle du déplacement des sphères du sol support. Les procédures numériques mises en œuvre sont :

- une procédure de type « trappe », où la descente d'un plateau circulaire sous le remblai (renforcé ou non par un géotextile) est simulée par l'abaissement progressif des sphères du sol support localisées dans la zone d'influence de la trappe ;
- une procédure de type « fontis », où la cavité se forme par augmentation progressive de son rayon. Cette fois, les sphères du sol support situées sur un incrément de rayon sur le pourtour de la cavité en formation sont libérées sous le modèle.

Malgré leur apparente simplicité, ces procédures d'ouverture doivent être validées suite à une calibration de la vitesse d'abaissement de la trappe ou d'augmentation du rayon de la cavité. Une étude de sensibilité à ces paramètres est proposée au paragraphe suivant.

3.2.2 Etude de sensibilité du modèle à la procédure de calcul et à la géométrie du modèle numérique

Il s'agit de vérifier ici la pertinence des options numériques retenues et de leur influence éventuelle sur les résultats. Dans cette partie nous nous intéresserons plus particulièrement à l'influence de la position de la cavité sur les mécanismes de transfert de charge (au centre ou à la périphérie du modèle pour tirer éventuellement profit des conditions de symétrie) ainsi qu'aux vitesses d'abaissement de la trappe ou d'ouverture de la cavité. Pour cette étude, la formation d'une cavité circulaire de rayon 1 m est simulée sous un remblai granulaire dense composé de cluster d'élanement 1,5, de porosité numérique 0,36, d'angle de frottement macroscopique au pic de 35° et d'angle de frottement au palier de 28° (matériau M0, Tableau 3-18 et Tableau 3-19). Ce remblai est renforcé par une nappe géosynthétique bidirectionnelle de raideur 2000 kN/m dans chacune de ses directions de renforcement. L'angle de frottement à l'interface sol/géosynthétique est de 30°.

3.2.2.1 Influence de la position de la cavité

L'objectif de ces simulations est de vérifier que les conditions de symétrie et les conditions aux limites perturbent peu les mécanismes de transfert de charge et le comportement de la nappe géosynthétique. Une trappe circulaire de rayon 1 m est positionnée sous le remblai et abaissée à une vitesse de 0,0025 m/s. La trappe circulaire est située :

- Cas A1 : au centre du matelas ;
- Cas A2 : centrée sur un coin du matelas.

Les résultats des simulations numériques sont synthétisés dans le Tableau 3-21 en termes de flèche maximale du géosynthétique et de report de charge. Le report de charge est ici défini comme le rapport entre la charge reportée sur le pourtour de la cavité (poids du cylindre de sol au-dessus de la cavité auquel est soustraite la charge agissant sur la trappe) et le poids total du cylindre de sol présent au-dessus de la cavité. On constate au vu des résultats du Tableau 3-21 que la position de la cavité influe peu sur les valeurs de flèche maximale (11 cm environ) ou de report de charge (39,5% environ). Le léger écart entre les flèches maximales des cas A1 et A2 peut s'expliquer par des conditions aux limites différentes : densité du matelas granulaire plus faible aux voisinages des parois du modèle (cas du modèle A2 en coin), ou différence de longueurs d'ancrage de la nappe géosynthétique d'un modèle à l'autre. Les erreurs restant limitées, il est possible d'envisager un modèle où la trappe est centrée sous un coin du remblai.

Tableau 3-21 : Procédure « trappe » - Influence de la position de la cavité

	Cas A1 – Centre	Cas A2 – Coin
Flèche maximale (cm)	11,4	10,8
Contrainte due au poids du cylindre de sol au droit de la cavité	18 kPa	18 kPa
Contrainte moyenne sur la nappe au droit de la cavité	10,90 kPa	10,88 kPa
Report de charge	39 %	40 %

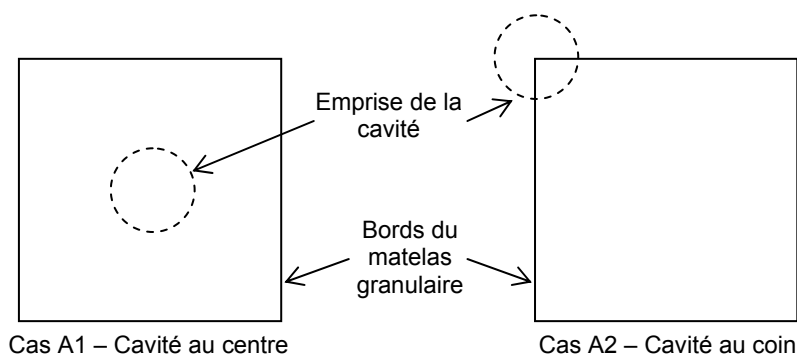


Figure 3-92 : Influence de la position de la cavité – Positionnements testés (Vue en plan)

3.2.2.2 Influence de la vitesse d'abaissement de la trappe

La valeur de la vitesse d'abaissement de la trappe nécessite également d'être validée. En effet, une vitesse trop lente ne permettrait pas d'obtenir un résultat dans des délais acceptables, alors qu'une vitesse trop élevée pourrait induire des effets dynamiques non désirés. Dans tous les cas, un amortissement local de 0,75 (paragraphe 2.5.3.1) est conservé ce qui restreint d'autant les effets dynamiques, facilite la convergence des calculs et évite la propagation d'ondes élastiques dans le modèle.

Pour cette étude la cavité est centrée sous un coin du modèle de remblai. Le Tableau 3-22 illustre l'influence de la vitesse d'abaissement de la trappe sur le comportement du modèle.

Tableau 3-22 : Procédure « trappe » - Influence de la vitesse d'abaissement de la trappe

	Cas B1	Cas B2	Cas B3	Cas B4	Cas B5	Cas B6
Vitesse (m/s)	0,0001	0,001	0,0025	0,01	0,025	1
Flèche maximale en fin d'essai (cm)	11,1	11,4	10,8	11,2	11,2	11,6
Contrainte due au poids du cylindre de sol au droit de la cavité	18 kPa	18 kPa	18 kPa	18 kPa	18 kPa	18 kPa
Contrainte moyenne sur la nappe au droit de la cavité	10,99 kPa	10,73 kPa	10,88 kPa	11,00 kPa	10,63 kPa	9,77 kPa
Report de charge	38,9 %	40 ,4 %	39,5 %	38,9 %	40,9 %	45,7 %

Pour la valeur d'amortissement retenue (0,75) et les vitesses considérées, il n'est pas constaté de réelle influence de la vitesse d'abaissement de la trappe sur les résultats. Les variations sur la flèche du renforcement sont en effet de l'ordre de quelques millimètres, ce qui est négligeable devant la taille des éléments discrets utilisés ($D_{\text{moyen}} = 8,9 \text{ cm}$). Compte tenu du peu de différence sur le mode de chargement de la nappe, les tensions, déformations et déplacements varient peu entre ces modèles. Seul l'emploi d'une vitesse très élevée (cas B6) permet de mettre en évidence une éventuelle influence de la vitesse d'abaissement de la trappe sur les transferts de charge au sein du remblai : plus la vitesse de descente de la trappe est élevée, plus la contrainte moyenne sur la nappe au droit de la cavité est faible et plus les transferts de charge vers les bords sont importants. Une sollicitation « rapide » permettrait de mobiliser un mécanisme de report de charge plus important.

3.2.2.3 Influence de la vitesse d'ouverture de la cavité par augmentation de son rayon

La validation de la procédure « fontis » s'effectue pour une cavité centrée sous un coin du remblai. Pour différentes vitesses d'augmentation du rayon de la cavité et un amortissement numérique de 0,75, on constate (Tableau 3-23) que la vitesse d'augmentation du rayon influence légèrement les valeurs de la flèche maximale de la nappe géosynthétique et de la contrainte sur la nappe au droit de la cavité pour un diamètre d'ouverture de la cavité de 2 m : plus la vitesse d'ouverture est élevée, plus la flèche de la nappe et la contrainte sur la nappe au droit de la cavité sont faibles. Comme dans le cas de la procédure de type « trappe », une forte vitesse aurait donc pour effet de mobiliser un mécanisme de report de charge plus important.

Comparativement au cas précédent, on constate que le mode d'ouverture de la cavité (par abaissement de la trappe ou augmentation du rayon de la cavité) impacte les mécanismes de transfert de charge. On constate ainsi, pour un diamètre de cavité de 2 m, un report de charge d'environ 40% par abaissement de la trappe, et d'environ 54 % par augmentation du rayon de la cavité. Contrairement à ce que l'on pourrait attendre, la flèche maximale du géosynthétique est plus élevée dans le cas fontis (16,5 cm contre 11 cm dans le cas trappe) conduisant à un report de charge plus important. Pour expliquer ces résultats une analyse comparative plus détaillée des modes d'ouverture de la cavité sera présentée au paragraphe suivant.

Tableau 3-23 : Procédure « fontis » - Influence de la vitesse d'augmentation du rayon

	Cas C1	Cas C2	Cas C3	Cas C4
Vitesse (m/s)	0,002	0,004	0,02	0,1
Flèche à D = 2 m (cm)	17,0	16,8	16,4	15,3
Contrainte due au poids du cylindre de sol au droit de la cavité (D = 2 m)	18 kPa	18 kPa	18 kPa	18 kPa
Contrainte moyenne sur la nappe au droit de la cavité (D = 2 m)	8,25 kPa	8,72 kPa	8,19 kPa	7,84 kPa
Report de charge (D = 2 m)	54,1 %	51,6 %	54,5 %	56,4 %

La Figure 3-93 donne l'évolution des reports de charge au sein du remblai vers le bord de la cavité en fonction du rayon et de la vitesse d'ouverture du fontis. Globalement, la vitesse d'augmentation du rayon de la cavité influence peu les reports de charge. Les résultats obtenus pour de très petits rayons de cavité sont peu significatifs compte tenu de la taille des éléments discrets utilisés. De même, les oscillations observées sur les courbes de la Figure 3-93, soulignent le caractère discret du modèle (éléments se réorganisant, etc). Seuls les reports de charge obtenus par l'utilisation d'une vitesse élevée (0,1 m/s) diffèrent des autres résultats, la courbe restant relativement moins précise. Par la suite, une vitesse d'ouverture du fontis de 0,02 m/s a été retenue.

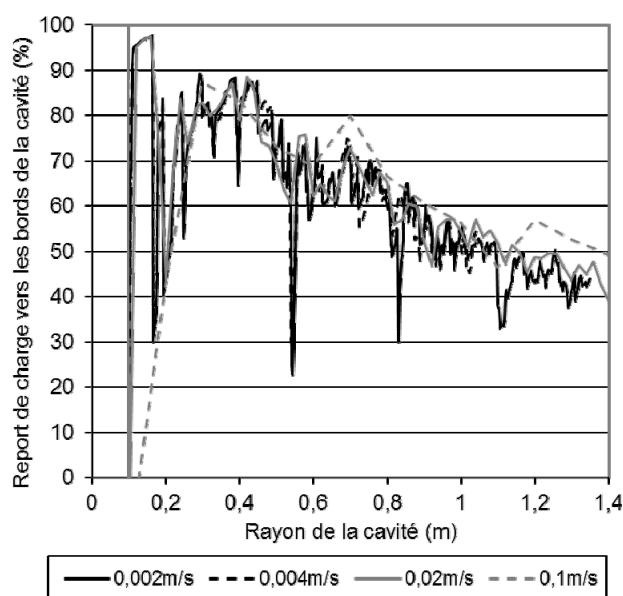


Figure 3-93 : Modèle « fontis » - Reports de charge vers le bord de la cavité en fonction de la vitesse d'ouverture du fontis

L'évolution des transferts de charge en fonction du diamètre d'ouverture de la cavité semble cohérente avec les résultats présentés en bibliographie (paragraphe 2.4.2.6) et en conclusion des expérimentations (paragraphe 3.1.7). Pour un rayon de cavité faible (rayon inférieur à 0,5 m, soit un rapport H/D de l'ordre de 1, avec H la hauteur de remblai et D le diamètre de la cavité D), les reports de charge vers le bord de la cavité sont importants, de l'ordre de 80 % pour l'exemple présenté. En revanche pour des rayons plus grands, les reports de charge atteignent 40 à 50 % pour des rapports H/D inférieurs ou égaux à 0,5. Cette chute d'efficacité est également à corréler aux mouvements du remblai qui sont, pour un même renfort géosynthétique, plus importants pour les grands diamètres de cavité.

3.2.2.4 *Conclusions de l'étude de sensibilité*

L'étude de sensibilité du modèle à la géométrie du problème a permis de vérifier le bon comportement du modèle pour un positionnement de la cavité sous l'un des coins du remblai numérique. Cette utilisation de la symétrie de l'ouvrage permet de réduire les dimensions du remblai, donc le nombre de particules et le temps de calcul.

L'étude de sensibilité du modèle à la procédure de calcul a par ailleurs permis de valider les valeurs de différents paramètres d'ouverture de la cavité. Ainsi, pour une procédure de calcul de type « trappe », une vitesse d'abaissement de la trappe de 0,0025 m/s est un bon compromis entre précision et vitesse du calcul. Dans le cas d'une procédure de calcul « fontis », une vitesse d'augmentation du rayon de 0,02 m/s permet d'obtenir des résultats pertinents.

Enfin, l'étude de sensibilité sur la procédure d'ouverture de la cavité souligne d'importantes différences entre les procédures de type « trappe » ou « fontis » en termes de reports de charges. Pour une procédure de type « trappe », le report de charges atteint sur une cavité de 2 m de diamètre est de l'ordre de 40 %. En revanche pour une procédure de type « fontis », le report de charges sur une cavité de 2 m de diamètre est d'environ 54 %. Les reports de charge ayant une influence directe sur le dimensionnement du géosynthétique, une analyse comparative plus détaillée des modes d'ouverture de la cavité sera présentée au paragraphe suivant.

3.2.3 Comparaison détaillée des procédures d'ouverture de la cavité

La comparaison des procédures « trappe » et « fontis » est effectuée à partir de simulations effectuées sur le modèle de remblai numérique M1 utilisé par ailleurs pour simuler les expérimentations en vraie grandeur, de porosité numérique 0,42, d'angles de frottement macroscopique de 35° (valeur au pic) et 30° (valeur palier), et renforcé par une nappe géosynthétique unidirectionnelle de raideur 2988 kN/m (Tableau 3-18, Tableau 3-20). On notera que les caractéristiques macroscopiques du remblai numérique M1 sont proches de celles du matériau de remblai M0 utilisé pour l'étude précédente (paragraphe 3.2.2) et ce compte tenu d'une augmentation de l'angularité des particules et d'une diminution de la compacité. L'angle de frottement moyen à l'interface sol/géosynthétique est de 30°. Les procédures sont exécutées de manière à aboutir à une cavité circulaire de 2,2 m de diamètre, pour lesquelles on compare le comportement de la nappe, les reports de charge et les mouvements au sein du remblai.

3.2.3.1 *Déformation et déflexion de la nappe géosynthétique*

Comparativement aux calculs précédents (paragraphe 3.2.2) l'apport du renforcement est plus faible (une nappe géosynthétique unidirectionnelle de raideur 2988 kN/m ayant été utilisée contre une nappe bidirectionnelle de raideur 2000 kN/m utilisée précédemment). Après ouverture de la cavité à 2,2 m de diamètre on constate (Figure 3-94a) que la procédure « Fontis » aboutit à une déformation de l'ordre de 1 % au droit de la cavité, avec des valeurs de déformation décroissant sur presque toute la longueur de l'ancrage (environ 2,9 m). Dans le cas « Trappe », la déformation maximale au droit de la cavité est de 0,8 % et la valeur de déformation décroît sur une longueur plus limitée de l'ancrage (environ 2,1 m). De manière logique, les déplacements verticaux du géosynthétique au droit de la cavité (Figure 3-94b) pour le cas « Fontis » sont plus importants au centre de la cavité (20,2 cm) que pour le cas « Trappe » (13,5 cm). En revanche, il est bon de souligner que les géométries de la nappe déformée diffèrent entre les deux procédures d'ouverture de la cavité.

Dans le cas fontis, la courbe des déplacements verticaux du géosynthétique est parabolique ce qui laisse supposer une distribution de contrainte relativement uniforme semblable à celle des méthodes analytiques existantes. Dans le cas de la trappe, la courbe de déflexion du géosynthétique est plus aplanie au centre de la cavité ce qui laisse supposer une distribution de contrainte différente.

De plus, pour un diamètre d'ouverture de cavité de 2,2 m, les reports de charge calculés à partir de la contrainte verticale moyenne sur le géosynthétique au-dessus de la cavité sont plus importants dans

le cas d'un « Fontis » (environ 55 %) que pour le cas d'une « Trappe » (environ 45 %). Dans le cas « Trappe », la nappe est davantage sollicitée et se déforme moins, ce qui laisse également supposer que les modes de répartitions de contraintes sur la nappe sont très différentes d'un cas à l'autre. Ces points seront étayés dans le chapitre suivant par une étude approfondie des distributions de contraintes sur la nappe géosynthétique. On notera enfin que les résultats obtenus avec le matériau granulaire M1 sont très similaires, en termes de report de charge, à ceux obtenus avec le matériau granulaire M0. Bien que définis de manières différentes (forme des particules et densité), ces matériaux conduisent à des caractéristiques macroscopiques voisines qui semblent piloter les mécanismes de report de charge.

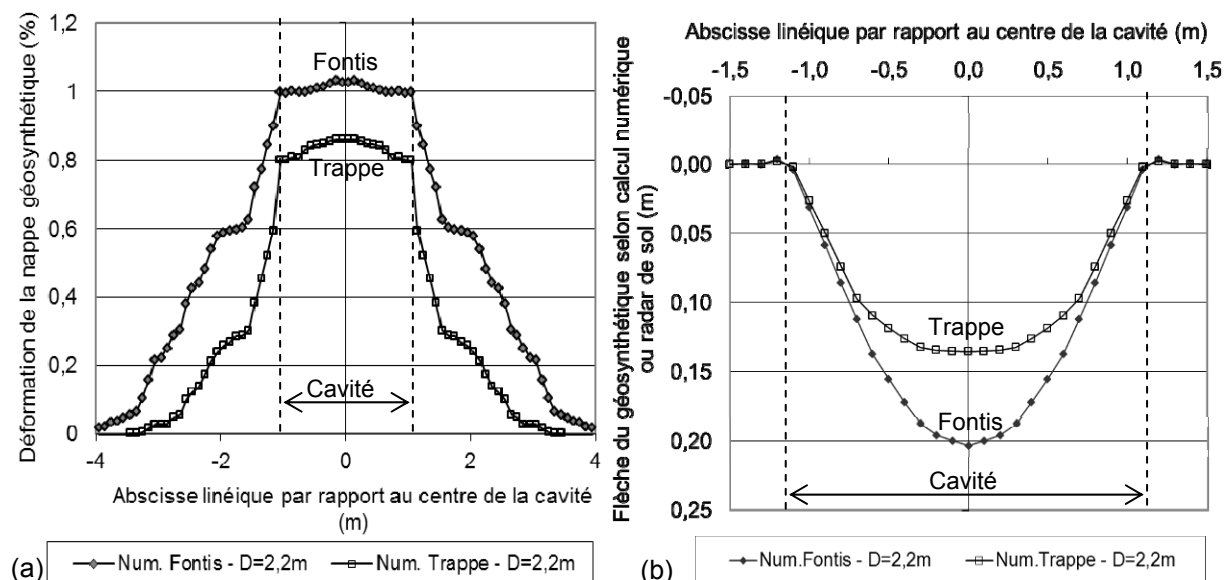


Figure 3-94 : Comparaison des modèles « Fontis » et « Trappe » - Déformation (a) et déflexion (b) du géosynthétique pour une cavité de 2,2 m de diamètre

3.2.3.2 Contraintes verticales sur la nappe au droit de la cavité

Les contraintes verticales sont calculées par sommation des efforts verticaux s'appliquant sur des surfaces annulaires concentriques de largeur fixe.

▪ Cas d'une simulation « Trappe »

Dans le cas de la trappe, la géométrie de la distribution de contrainte sur la nappe après ouverture de la cavité à 2,2 m de diamètre (Figure 3-95) montre que la contrainte verticale sur la nappe n'est pas uniforme. En effet, le taux de chargement de la nappe est assez faible en son centre ce qui laisse supposer que des mécanismes de transfert de charge par effet voute ont pu se développer au sein du remblai. On peut de ce fait penser que le volume de remblai impacté et effondré au droit de la cavité serait limité au volume de sol situé sous la voute de sol ainsi formée. Ceci reste à vérifier par une étude approfondie des mouvements granulaires au sein du remblai qui sera proposée dans le chapitre suivant.

L'augmentation de contrainte verticale liée au report de charge sur le pourtour extérieur de la cavité est, pour l'application proposée, fortement localisée à une bande annulaire de 0,4 m de large située sur le pourtour de la cavité. La contrainte verticale au voisinage de la cavité est 1,47 fois supérieure à la contrainte initiale due au poids de remblai. On qualifiera ce type de distribution de contrainte par la terminologie « triangulaire inversée », signifiant que la contrainte verticale est plus faible au centre de la nappe qu'au voisinage de la cavité.

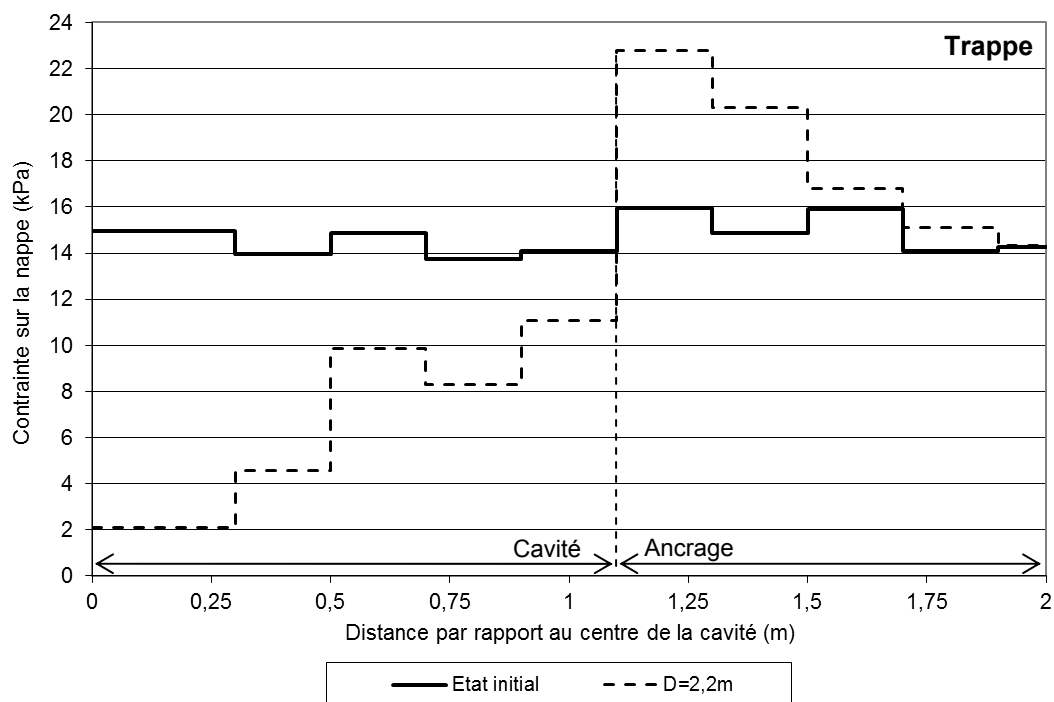


Figure 3-95 : Modèle « Trappe » - Distribution de contrainte verticale sur la nappe géosynthétique

- Cas d'une simulation « Fontis »

Dans le cas de la procédure « Fontis », la géométrie de la distribution de contrainte verticale sur le géosynthétique varie en fonction du diamètre d'ouverture de la cavité (Figure 3-96). Pour les faibles diamètres de fontis, la forme de la distribution de contrainte verticale sur le géosynthétique au droit de la cavité est assez semblable à celle observée dans le cas de la trappe. En effet pour une cavité de diamètre 0,75 m ou 1,25 m, on observe un faible taux de chargement du géosynthétique au droit du centre de la cavité.

En revanche lorsque le diamètre de la cavité augmente à la valeur de 2,2 m, la contrainte verticale sur la nappe géosynthétique au droit du centre de la cavité augmente sensiblement, ce qui laisse supposer qu'il y aurait eu, lors de l'ouverture progressive de la cavité, réorganisation des mécanismes de transfert de charge et effondrement d'une partie du matériau de remblai sur le géosynthétique au centre de la cavité. Par comparaison au cas de la trappe, où la contrainte verticale au centre de la cavité de 2,2 m de diamètre reste faible, il y aurait dans ce cas un plus grand volume de remblai impacté et effondré au centre de la cavité. Là encore, cela reste à vérifier par une étude approfondie des mouvements granulaires au sein du remblai granulaire.

Il résulte de cet effondrement que l'écart entre les valeurs des contraintes verticales entre le centre et le bord de la cavité est atténué : bien qu'elle ne soit pas uniforme, la forme de la distribution de contrainte sur le géosynthétique s'en rapproche, ce qui reste cohérent avec la forme parabolique de la déflexion du géosynthétique sur une cavité de 2,2 m constatée auparavant.

En bordure de cavité on constate comme précédemment une augmentation de la contrainte verticale. à une valeur 1,56 fois supérieure à la contrainte initiale due au poids de remblai. Il en résulte que le report de charge sur le pourtour extérieur de la cavité est logiquement plus important dans le cas « Fontis » que dans le cas « Trappe ».

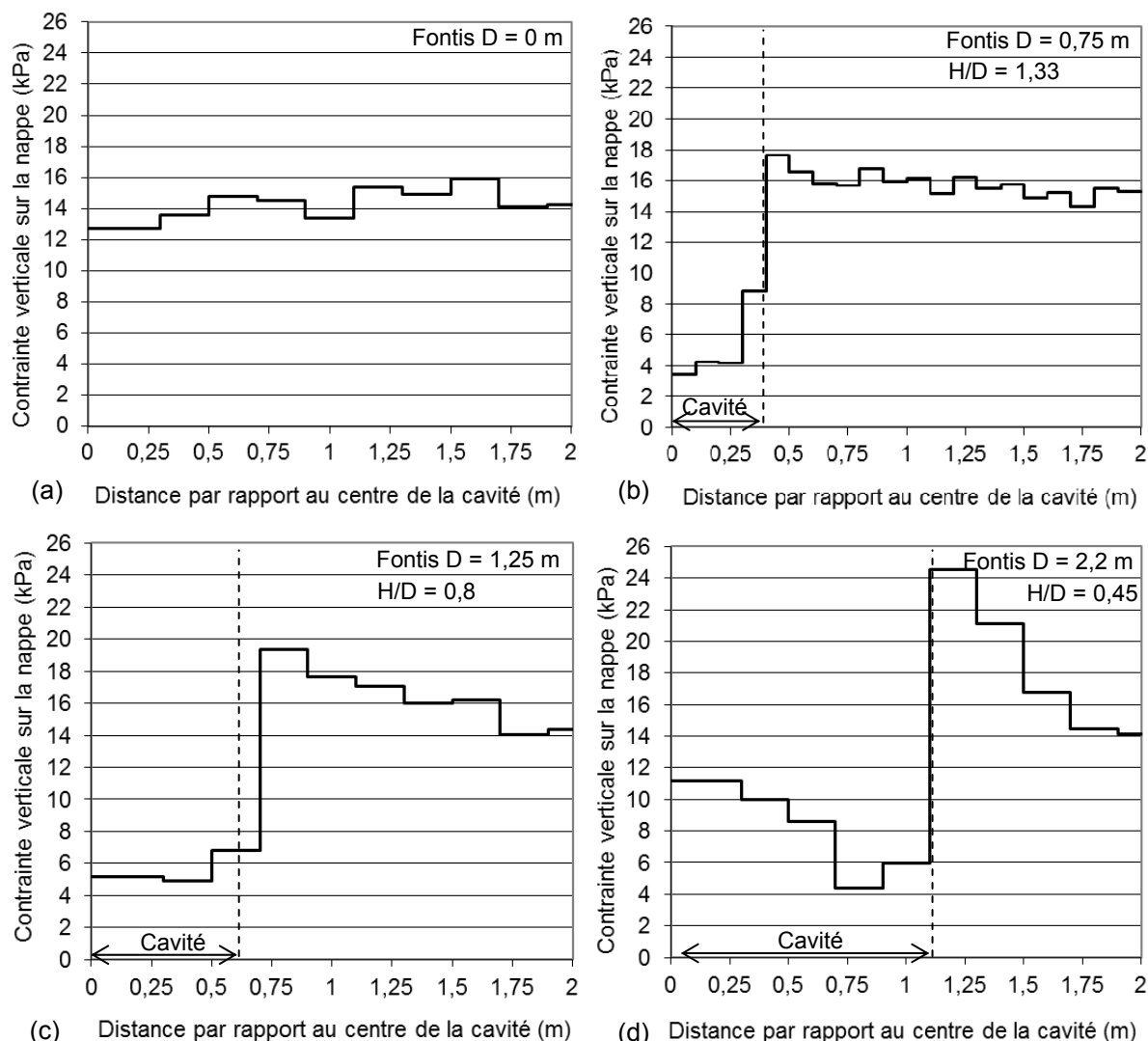


Figure 3-96 : Modèle « Fontis » - Distribution de contrainte verticale sur la nappe géosynthétique avant formation de la cavité (a), et pour une cavité de diamètre 0,75 m (b), 1,25 m (c) et 2,2 m (d)

3.2.3.3 Mouvements au sein du remblai et chaînes de forces

Le comportement du remblai est analysé pour les deux procédures d'ouverture de la cavité par évaluation du foisonnement du matériau et détermination des chaînes de forces intergranulaires sur une tranche de remblai de 0,2 m de large centrée sur la cavité.

■ Cas d'une simulation « Trappe »

Les forces de contact entre les particules du remblai granulaire sont représentées sur la Figure 3-97 en fonction de leur intensité. Dans le cas d'une simulation de type « Trappe », on constate que les chaînes de forces sont présentes dès l'amorce du déplacement de la trappe et qu'elles évoluent peu au fur et à mesure que la trappe est abaissée. Les mécanismes de reports de charge vers le bord de la cavité sont effectifs dès lors qu'un petit déplacement de la trappe est initié et sont peu perturbés par l'abaissement de la trappe. Comme on peut le constater sur la Figure 3-97 les chaînes de forces sont réorientées vers le pourtour de la cavité.

Pour un volume élémentaire de remblai donné, la densité relative du matériau est définie comme étant le rapport entre la densité de solide après déformation du remblai et la densité de solide à l'état initial. Une valeur supérieure à 1 traduit donc une compaction du matériau granulaire, une valeur inférieure à 1 traduit un cisaillement ou une décompaction du remblai. La Figure 3-97 montre qu'au cours du déplacement de la trappe, le remblai se densifie légèrement en bordure de cavité où sont localisées les chaînes de forces les plus importantes. A l'inverse, le matériau de remblai foisonne en surface du remblai et se cisaille au droit du bord de la cavité. Cette zone se désorganise progressivement de manière croissante tout au long du déplacement de la trappe et du corps de remblai.

Enfin, on constate globalement la présence d'une zone de sol tronconique dans le remblai au droit du centre de la cavité, au sein de laquelle le matériau granulaire est peu perturbé. Les chaînes de forces au sein de cette zone témoignent d'un transfert de charge vers les zones de sol densifiées et un allègement de la charge sur la nappe en partie centrale de la cavité. Ce résultat est en accord avec la géométrie de la distribution de contrainte verticale sur la nappe géosynthétique déjà constatée, où la contrainte au centre de la cavité reste relativement faible. Plus encore, la présence de ce cône de sol expliquerait pourquoi le volume de sol impacté et effondré sur le renforcement géosynthétique reste relativement limité.

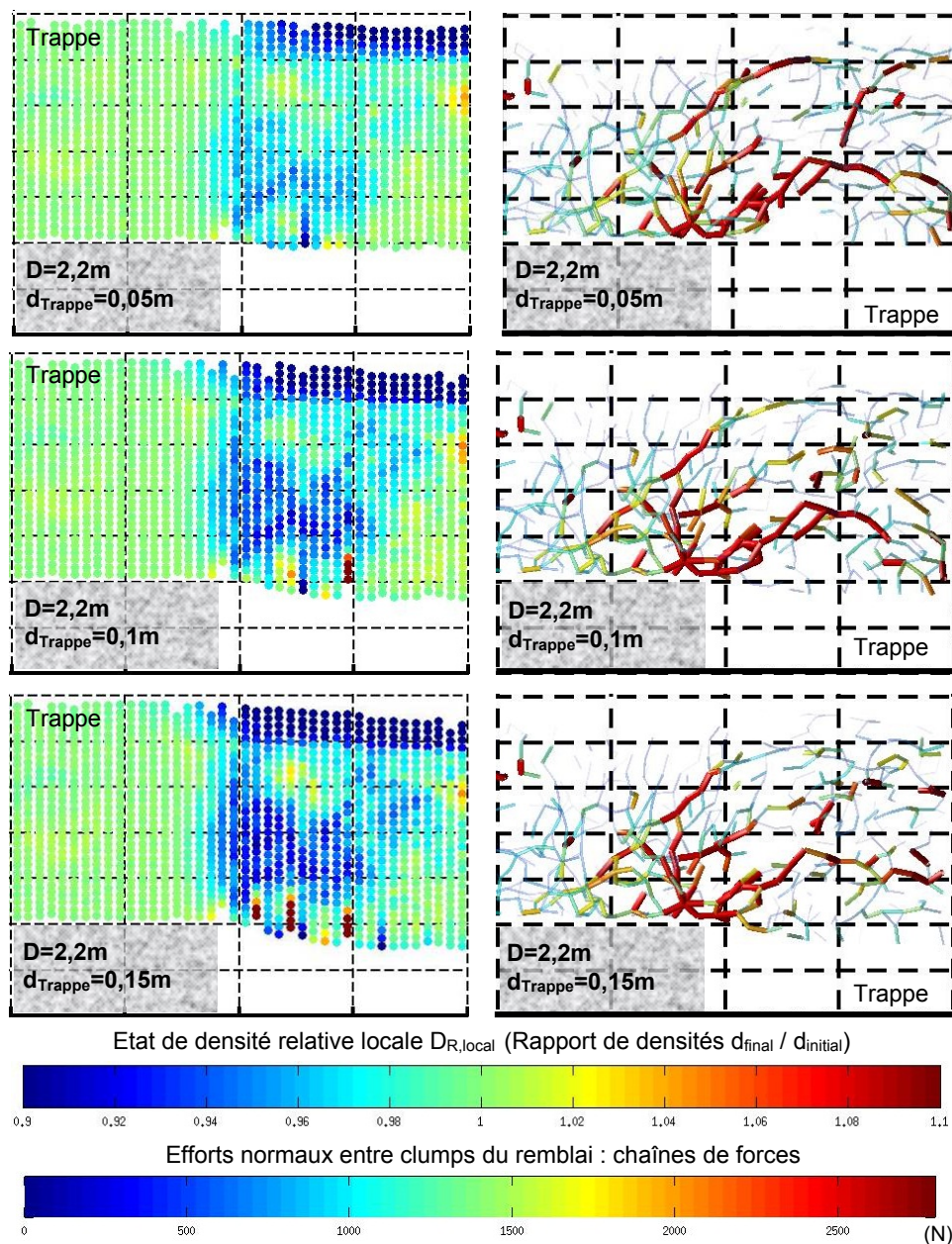


Figure 3-97 : Modèle « Trappe » - Evolution de l'état de densité et des chaînes de forces lors de l'abaissement de la trappe

- Cas d'une simulation « Fontis »

Dans le cas d'une simulation de type « Fontis », le rayon de la cavité augmente de manière progressive. Les chaînes de forces qui se sont formées vers le bord de la cavité pour les faibles diamètres d'ouverture de la cavité doivent donc se réorganiser à chaque étape d'augmentation du rayon de la cavité (Figure 3-98). Contrairement au cas de la trappe, les mécanismes de reports de charge sont donc en constante évolution au fur et à mesure de la formation du fontis.

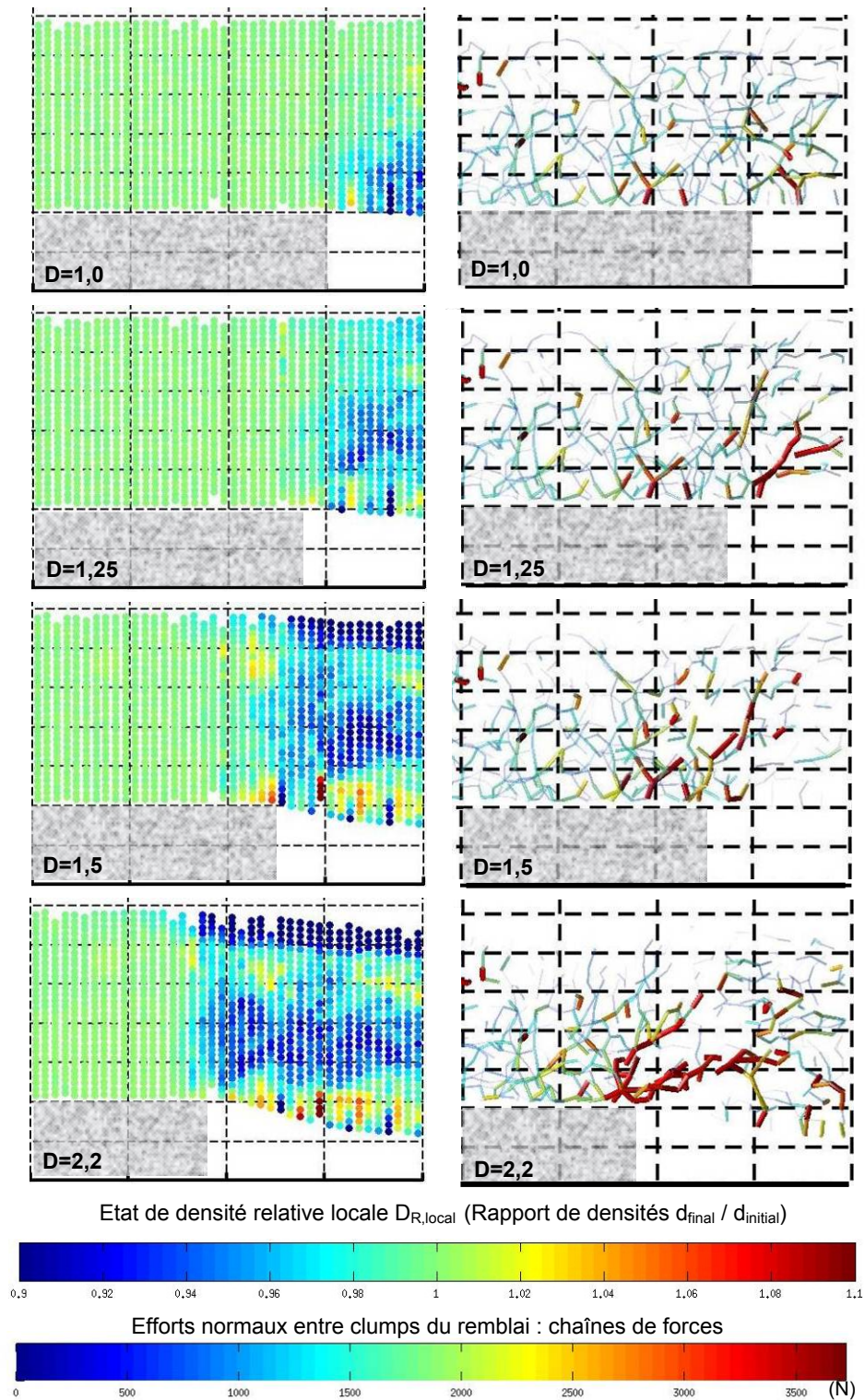


Figure 3-98 : Modèle « Fontis » - Evolution de l'état de densité et des chaînes de forces lors de la formation de la cavité

Par ailleurs, la représentation de l'état de densité relative du remblai permet de constater la présence d'une zone se densifiant au fur et à mesure de l'ouverture de la cavité. Cette zone est située au droit de la cavité juste au-dessus du géosynthétique. En parallèle, le matériau situé au milieu du remblai foisonne, d'où une déstructuration progressive du corps de remblai. Enfin, au contraire du cas de la simulation « Trappe », la simulation « Fontis » ne permet pas de constater la présence d'un volume de remblai intact au droit de la cavité. Le matériau de remblai est en effet largement déstructuré ou densifié : le volume de remblai impacté par l'ouverture de la cavité et effondré sur le renforcement géosynthétique est plus important que dans le cas de la trappe. Ainsi, pour une cavité de 2,2 m de diamètre, quasiment tout le volume de remblai au droit de la cavité se réorganise.

Pour une cavité de 2,2 m de diamètre, on constate l'existence de chaînes de forces plus ou moins verticales au-dessus de la nappe géosynthétique et régulièrement espacées. Ce résultat est en bonne adéquation avec la forme de la distribution de contrainte verticale quasi uniforme constatée sur la nappe au droit de la cavité.

Pour les diamètres de cavités inférieurs ou égaux à 1,25 m, les chaînes de forces semblent indiquer un report des efforts vers le bord de la cavité. Ce résultat est lui aussi en bonne adéquation avec la forme de la distribution de contrainte sur la nappe pontant la cavité constatée précédemment (contrainte verticale sur le géosynthétique relativement faible au centre de la cavité, et augmentant vers les bords de la cavité).

Cette étude menée à partir des simulations numériques souligne que le foisonnement du matériau est très hétérogène au sein du remblai et fortement conditionné par le mode d'ouverture de la cavité. La définition d'un paramètre de foisonnement constant pour toute la zone de sol située au droit de la cavité (comme c'est le cas actuellement dans les méthodes analytiques récentes : RAFAEL – Blivet et al., 2001 ; Villard et Briançon, 2008) doit se faire en considérant le mode d'ouverture de la cavité et sur la base d'une valeur moyenne estimée sur la zone de sol remaniée.

3.2.3.4 Conclusions des comparaisons en termes de distribution de charges sur le géosynthétique

Les observations effectuées à partir des déformées des renforcements géosynthétiques, de la forme des distributions de contrainte verticale sur le géosynthétique au droit de la cavité et des réorganisations inter-particulaires du remblai font apparaître des différences de comportement importantes entre les simulations « Trappe » et « Fontis ».

- Comportement du remblai pour une simulation de type « Trappe »

Dans le cas d'une simulation « Trappe », l'abaissement progressif du plateau sous le géosynthétique se fait à diamètre constant de la cavité. Ainsi, les chaînes de forces se mettent en place dès lors que la trappe s'abaisse, et se renforcent au fur et à mesure de la simulation. Dans le matériau de remblai, cela se traduit par une zone de remblai densifié au voisinage du pourtour de la cavité. Au centre de la cavité, une zone tronconique de sol semble relativement préservée, sans réorganisations inter-granulaires significatives. Ainsi, la distribution de contrainte sur le géosynthétique au droit de la cavité prend une forme triangulaire inversée : la contrainte reste faible au centre de la cavité, et augmente vers les bords. Cela se traduit par une forme relativement aplanie de la courbe de déplacement vertical du géosynthétique pontant la cavité. Par ailleurs, le volume de remblai impacté par l'ouverture de la cavité et effondré sur le géosynthétique est relativement limité.

- Comportement du remblai pour une simulation de type « Fontis »

Dans le cas d'une simulation de type « Fontis », l'augmentation progressive du rayon de la cavité provoque une constante réorganisation des chaînes de forces reportant le poids du remblai vers le bord de la cavité. Pour une cavité de 2,2 m de diamètre, la totalité du volume de remblai au droit de la cavité se réorganise progressivement. La distribution de contrainte sur le géosynthétique au droit de la cavité diffère ainsi sensiblement du cas de la trappe, avec des valeurs de contrainte au centre de la cavité relativement plus importantes en raison du matériau effondré. Rappelons que ce mode d'ouverture conduit à un foisonnement moyen de la zone de sol au droit de la cavité plus important que pour les simulations de type « Trappe ».

En revanche si l'on considère un diamètre de cavité plus faible (inférieur ou égal à 1,25 m), la simulation « Fontis » aboutit à un résultat qualitativement semblable à celui de la simulation « Trappe » : le volume de remblai impacté par la formation de la cavité reste limité, et la distribution de contrainte sur le géosynthétique pontant la cavité prend une forme triangulaire inversée.

En zone d'ancrage, de part et d'autre de la cavité, les redistributions de contraintes se font de manière similaire pour les différents modes d'ouverture de la cavité. On observe une répartition de contrainte qui est maximale au bord de la cavité et qui décroît lorsque l'on s'éloigne de la cavité. Le contraste est d'autant plus marqué que le diamètre de la cavité (et les reports de charge) sont importants, avec une augmentation de contraintes de 1,5 fois le poids de remblai initial pour une cavité de 2,2 m de diamètre dans le cas « fontis ». On gardera à l'esprit que les ordres de grandeur des reports de charge donnés dans ce paragraphe sont fortement liés au cas de simulation considéré, à la forme des clumps, à la discrétisation du remblai (dimensions des éléments discrets), et à la dimension de la surface annulaire utilisée pour le calcul des contraintes

3.2.4 Etude de sensibilité du modèle aux paramètres de calcul

Le modèle numérique ayant été construit de manière cohérente, il s'agit à présent de tester son comportement en fonction de différents paramètres dimensionnant du problème posé, à savoir l'équilibre d'un remblai renforcé par une nappe géosynthétique au droit d'une cavité circulaire. On s'intéressera plus particulièrement aux mécanismes de report de charge et au comportement en membrane de la nappe géosynthétique.

Les paramètres de base de l'étude paramétrique sont similaires à ceux utilisés précédemment pour l'étude de sensibilité du paragraphe 3.2.2, à savoir un matériau de remblai M0 (composé de cluster d'élancement 1,5, de porosité numérique 0,36, d'angle de frottement macroscopique au pic de 37° et d'angle de frottement au palier de 30°) et une nappe géosynthétique bidirectionnelle de raideur identique (2000 kN/m) dans chacune de ses directions de renforcement. L'angle de frottement à l'interface sol/géosynthétique est de 30°. Une cavité circulaire de rayon 1 m est centrée sous un des coins du modèle. Son ouverture se fait selon un calcul de type « Trappe » tel que défini précédemment.

3.2.4.1 Influence de la raideur du géosynthétique

Deux raideurs différentes du géosynthétique ont été testées à des fins comparatives (2000 kN/m et 4000 kN/m). La Figure 3-99 et le Tableau 3-24 illustrent la différence de comportement du renforcement par des courbes de tension et de déplacement horizontal définies sur l'axe de la cavité. Tensions et déformations étant liées par la relation $T = J \cdot \varepsilon$, seules les tensions sont représentées ici. Les profils de tension et de déplacement horizontal du renforcement sont cohérents avec ce que l'on pourrait attendre. On observe ainsi des tensions (et donc des déformations) maximales au droit de la cavité, avec une décroissance en zone d'ancrage traduisant la diffusion des efforts dans l'ancrage.

Lorsque la raideur du renforcement double (Figure 3-99a), la flèche maximale du géosynthétique diminue, les tensions au droit de la cavité augmentent et leur atténuation en zone d'ancrage se fait donc logiquement sur une plus grande distance. En parallèle, les déformations au droit et à proximité de la cavité sont moins importantes.

Les déplacements horizontaux sur l'axe central de la cavité (Figure 3-99b) restent cohérents avec le comportement constaté en déformation. Ainsi, augmenter la raideur revient à diminuer les déformations et déplacements horizontaux de la nappe géosynthétique.

Enfin, le Tableau 3-24 permet de constater qu'un géosynthétique de raideur élevée a tendance à améliorer le report de charge vers le pourtour de la cavité. En fait, comme l'ont montré les études antérieures (B. Chevalier, 2012), les mécanismes de transferts de charge sont liés à l'amplitude des déplacements de la colonne de sol au-dessus de la cavité. A un petit déplacement correspond un transfert de charge maximal qui décroît progressivement lorsque l'amplitude du déplacement augmente.

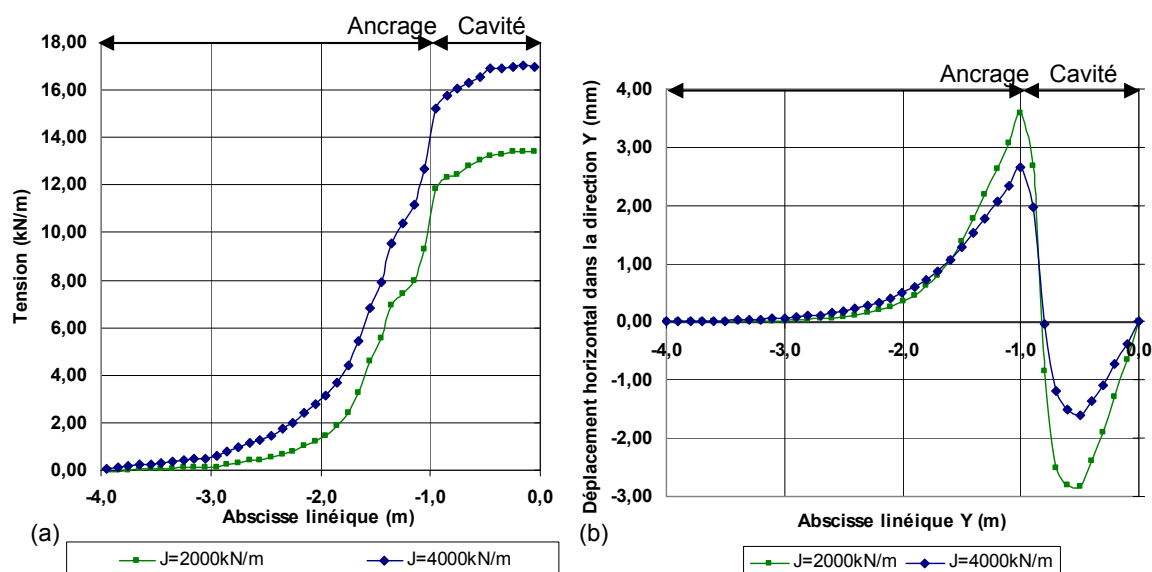


Figure 3-99 : Influence de la raideur du renforcement géosynthétique - Tensions (a) et déplacement horizontal de la nappe (b)

Tableau 3-24 : Influence de la raideur du renforcement géosynthétique

Cas de calcul : raideur J (kN/m)	Comportement du géosynthétique				Contraintes au droit de la cavité et report de charge		
	Tension maximale (kN/m)	Déformation maximale (%)	Déplacement horizontal maximal (m)	Flèche (m)	Contrainte due au poids du remblai (kPa)	Contrainte moyenne sur la nappe (kPa)	Report de charge* (%)
2000	13,4	0,67	0,0036	0,108	18	10,8	40
4000	17,0	0,425	0,0027	0,089	18	9,9	45

3.2.4.2 Influence de la structure unidirectionnelle ou bidirectionnelle du renforcement

Le cas de base, comportant deux directions de renforcement de raideur $J=2000$ kN/m, est cette fois-ci comparé à un calcul où le renforcement géosynthétique ne comprend qu'une direction de renforcement de raideur 4000 kN/m. Les différences de comportement du renforcement et du remblai sont illustrées par la Figure 3-100 et le Tableau 3-25.

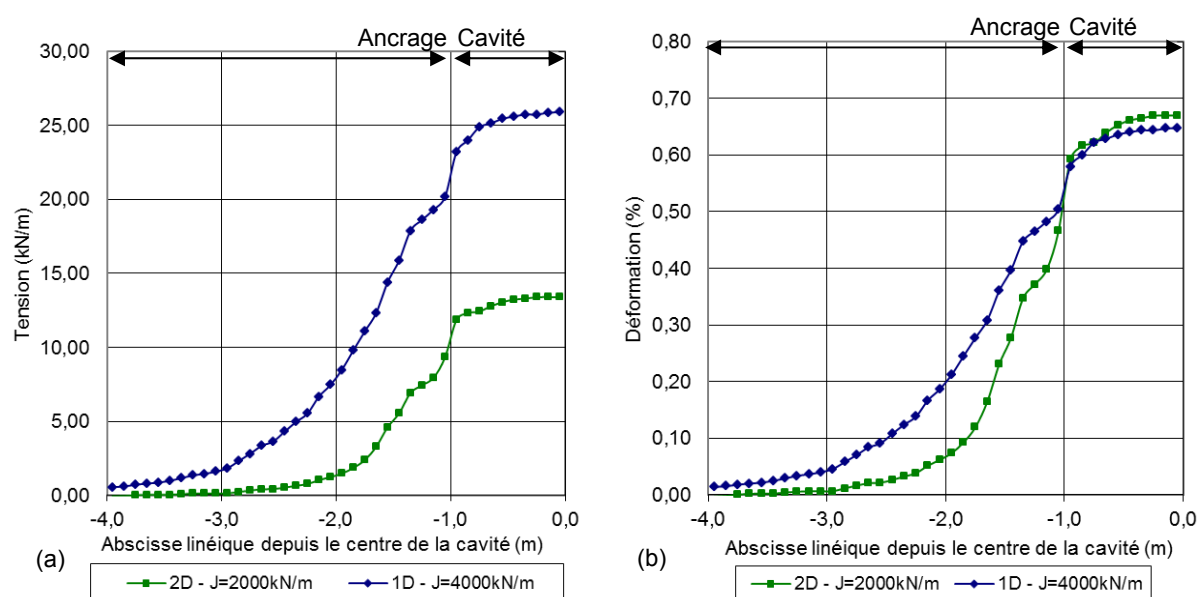


Figure 3-100 : Influence de la structure unidirectionnelle ou bidirectionnelle du renforcement géosynthétique - Tensions (a) et déformations de la nappe (b)

Tableau 3-25 : Influence de la structure unidirectionnelle ou bidirectionnelle du renforcement géosynthétique

Cas de calcul : structure (1D/2D) et raideur	Comportement du géosynthétique				Charge sur la nappe après descente de la trappe et stabilisation	
	Tension maximale (kN/m)	Déformation maximale (%)	Déplacement horizontal maximal (m)	Flèche (m)	Contrainte moyenne sur la nappe au droit de la cavité (kPa)	Report de charge (%)
2D – 2x2000kN/m	13,4	0,67	0,0036	0,108	10,8	40
1D – 1x4000kN/m	25,9	0,65	0,0043	0,124	11,1	38,3

Globalement, on constate (Tableau 3-25) que les deux types de renforcement aboutissent à des résultats assez voisins en termes de flèche maximale du géosynthétique ou de report de charge. Les déformations des nappes géosynthétiques sont en conséquence relativement voisines bien que quelques différences sont à noter au niveau des zones d'ancrages (l'ancrage étant assuré principalement dans une seule direction pour la nappe de raideur 4000 kN/m alors que deux directions sont sollicitées pour la nappe bidirectionnelle). La tension dans le géosynthétique de forte raideur est globalement deux fois plus importante que celle obtenue dans chacune des directions de

renforcement du géosynthétique de raideurs 2000 kN/m. Ainsi, on retrouve l'équivalence entre un géotextile bidirectionnel de raideurs J et un géotextile unidirectionnel de raideur 2J (Gourc and Villard ; 2000).

3.2.4.3 Influence du diamètre de la cavité (cas « Trappe »)

Plusieurs simulations mettant en œuvre des diamètres de cavités différents ont été réalisées dans le cas « trappe ». Afin de respecter les proportions entre les dimensions des éléments discrets et de la trappe, les simulations de rayon 0,5 et 0,25 m sont effectuées sur un remblai de 2 m de côté, 1 m d'épaisseur et de granulométrie plus fine mais de même étalement que celle utilisée pour le calcul de base (M0). Les caractéristiques mécaniques macroscopiques des matériaux de remblai sont donc similaires d'un calcul à l'autre.

Les tensions et déplacements horizontaux de la nappe sont présentées (Figure 3-101) Logiquement, on constate que le géosynthétique est davantage sollicité si le rayon de la cavité est plus élevé. De même, on note (Tableau 3-26) que les reports de charge vers les bords de la cavité sont d'autant plus faibles que le rayon de la cavité est grand. Ces résultats sont à rapprocher de ceux du cas « Fontis » qui avaient conduit à des remarques similaires. A titre de comparaison les résultats obtenus pour les deux modes d'ouverture sont présentés sur la Figure 3-102. On remarquera d'une part que les reports de charge dans le cas trappe sont, comme on l'a fait remarquer précédemment, inférieurs à ceux du cas fontis. D'autre part, quelle que soit la finesse de discrétisation du matelas granulaire, les résultats obtenus sont tout à fait cohérents entre eux (discrétisations fine ou grossière en fonction du diamètre de la cavité).

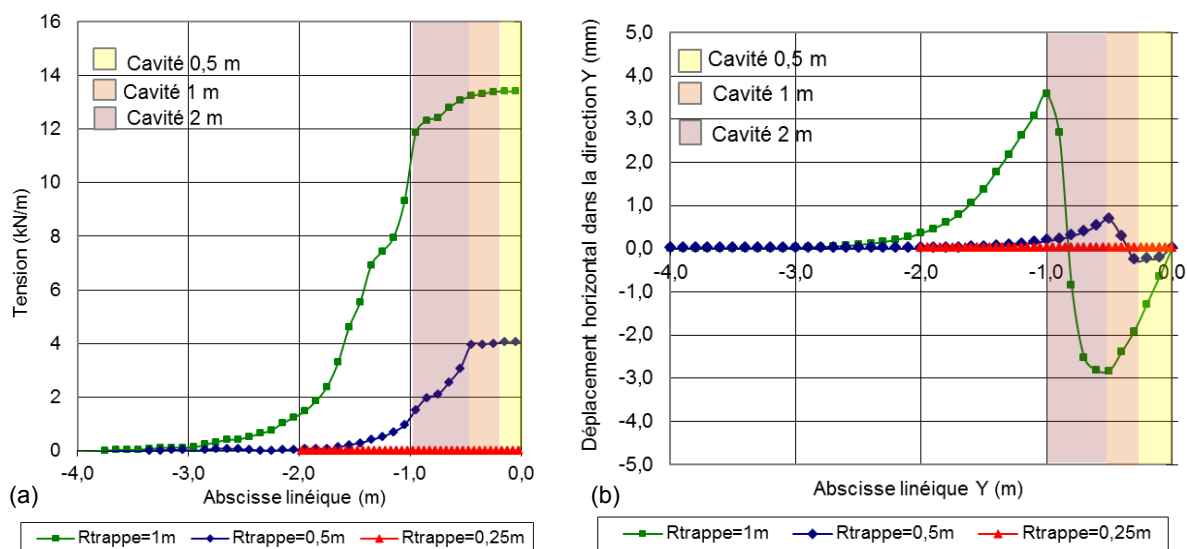


Figure 3-101 : Influence de la valeur du rayon de la trappe - Tensions (a) et déplacement horizontal de la nappe (b)

Tableau 3-26 : Influence de la valeur du rayon de la trappe

Cas de calcul		Comportement du géosynthétique			Charge sur la nappe après descente de la trappe et stabilisation	
Rayon trappe (m)	H/D*	Tension maximale (kN/m)	Déformation maximale (%)	Flèche (m)	Contrainte moyenne sur la nappe au droit de la cavité (kPa)	Report de charge (%)
1,0	1	13,4	0,67	0,108	10,88	40
0,5	2	4,05	0,20	0,031	5,58	69
0,25	4	$2 \cdot 10^{-3}$	10^{-4}	0,003	3,96	78

* : Rapport de la hauteur de remblai H et du diamètre de la cavité D

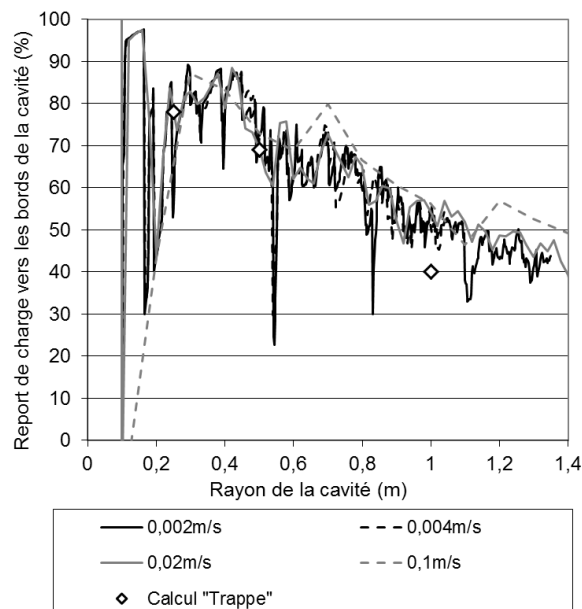


Figure 3-102 : Comparaison des reports de charge pour différents diamètres de trappe et fontis

3.2.4.4 Influence de l'état de compaction du matériau de remblai

L'objectif de cette étude est d'appréhender le rôle de la densité du matériau de remblai sur les mécanismes de transfert de charge. Le cas de base de type « trappe » (matériau de remblai moyennement dense, RD = 52%) est comparé à un calcul similaire mais pour lequel le matériau de remblai est mis en place à une densité plus faible (matériau lâche RD = 5%). Les paramètres micromécaniques sont identiques d'un calcul à l'autre, mais du fait d'un état de compacité différent, les paramètres macroscopiques restitués sont modifiés. Le Tableau 3-27 récapitule les caractéristiques mécaniques macroscopiques des deux matériaux de remblai utilisés.

Tableau 3-27 : Caractéristiques mécaniques macroscopiques de remblais de compaction différentes

Porosité numérique	Densité relative RD (%)	Poids volumique γ (kN/m ³)	Module d'Young (MPa)	Coefficient de Poisson ν (-)	Cohésion (kPa)	Angle de frottement Interne (°)
0,36	52	18,0	22,0	0,30	≈ 0	35,0
0,41	5	18,0	8,0	0,15	≈ 0	21,0

Les résultats synthétisés dans le Tableau 3-28 montrent que le matériau dense, dont l'angle de frottement macroscopique au pic est plus élevé, favorise les mécanismes de transfert de charge au sein du remblai et permet donc de moins solliciter le renforcement géosynthétique. L'état de densité, par le biais d'une modification des caractéristiques macroscopiques du matériau, affecte donc de façon notable les reports de charge, d'où l'importance de bien contrôler ce paramètre lors de la mise en place des particules discrètes du matelas granulaire.

Tableau 3-28 : Influence de l'état de compaction (porosité numérique) du remblai

Porosité numérique du remblai	Densité relative (%)	Flèche maximale (cm)	T_x max (kN/m)	ε_x max (%)	σ_{nappe} moyen au droit de la cavité (kN/m ²)	Report de charge moyen (%)
0,36	52,03	10,8	14,7	0,73	10,88	40
0,41	4,79	12,4	18,8	0,94	13,60	25

3.2.4.5 Interface entre le sol et le renforcement géosynthétique

La raideur tangentielle K_{tsn} à l'interface entre le renforcement et le sol est un paramètre numérique à calibrer avec attention. En effet, une raideur trop élevée impliquerait un blocage de la nappe dans les ancrages, alors qu'une raideur trop faible induirait un glissement très important du géosynthétique de part et d'autre de la cavité, qui conduirait à des déplacements verticaux de la nappe et du remblai non

réalistes. A l'heure actuelle, seuls des essais de frottement à la boîte permettent d'estimer grossièrement ce paramètre. Dans ce paragraphe, les résultats du calcul de base, où la raideur tangentielle du contact sol/géosynthétique est fixée à 15 MN/m^3 , sont comparés à ceux de deux autres calculs effectués en prenant en compte des raideurs tangentielles de $1,5 \text{ MN/m}^3$ et 150 MN/m^3 .

A partir de la raideur tangentielle K_{tsn} et des valeurs de contraintes normales agissant sur la nappe, on peut estimer la valeur du déplacement relatif minimal U_0 à partir duquel les efforts de frottement maximum sont mobilisés. Le Tableau 3-29 présente, pour différentes valeurs de la contrainte verticale sur la nappe (variable compte tenu des mécanismes de report de charge), les valeurs de U_0 en rapport avec les simulations numériques effectuées. On constate que le calcul de base avec une raideur tangentielle du contact sol/géosynthétique de 15 MN/m^3 conduit à une valeur du déplacement relatif minimal pour mobiliser le frottement maximal de 0,8 cm en moyenne en ancrage, ce qui se rapproche des valeurs proposées par Villard et Briançon (2006) dans leur méthode analytique.

Tableau 3-29 : Influence de la raideur tangentielle du contact entre le sol et le géosynthétique

Raideur tangentielle sol/géosynthétique (K_{tsn})	150 MN/m^3		15 MN/m^3		1,5 MN/m^3	
	σ_n (kPa)	U_0 (mm)	σ_n (kPa)	U_0 (mm)	σ_n (kPa)	U_0 (mm)
Contrainte normale sur la nappe et déplacement U_0						
Position						
Au droit de la cavité	10,68	0,04	10,88	0,4	11,28	3,7
Aux bords (report de charge compris)	25,32	0,08	25,12	0,82	24,72	8,07
Cas sans cavité ($\sigma_n = \gamma H$)	18,0	0,06	18,0	0,59	18,0	5,88

Les contraintes moyennes calculées sur la nappe au droit de la cavité (Tableau 3-29) sont, tout comme les mécanismes de reports de charge (Tableau 3-30), légèrement influencés par la valeur de K_{tsn} . Une très faible valeur de K_{tsn} ($1,5 \text{ MN/m}^3$) conduit à des déplacements plus importants de la nappe et du corps de remblai, qui se traduisent comme constaté précédemment par une diminution du report de charge. En revanche, à des valeurs de K_{tsn} plus élevées correspondent des transferts de charge maximum, qui semblent atteindre une limite à partir d'une certaine valeur de K_{tsn} .

La Figure 3-103 illustre l'influence de la raideur tangentielle du contact sol/géosynthétique sur le comportement du renforcement géosynthétique. Ainsi, pour une faible valeur de K_{tsn} , le renforcement géosynthétique se déforme davantage en ancrage. Dans ce cas, on constate que le renforcement est fortement sollicité au bord du modèle, ce qui est numériquement très insatisfaisant.

Le cas d'une raideur tangentielle de 150 MN/m^3 permet quant à lui d'obtenir un déplacement de la nappe en cohérence avec les dimensions du modèle. Par contre, la longueur d'ancrage sur laquelle la nappe est mobilisée reste relativement faible (moins d'1 m), ce qui ne saurait représenter la réalité.

Le compromis de la raideur tangentielle de 15 MN/m^3 employée pour le calcul de base (aboutissant à une valeur U_0 usuelle) permet d'obtenir un comportement cohérent du renforcement en déplacements et une distance d'ancrage active pertinente, soit près de 2 m.

L'influence de la raideur normale des contacts K_{Nsn} entre le sol et la nappe géosynthétique a par ailleurs été testée. Il s'est avéré que ce paramètre, qui permet d'éviter une interpénétration trop importante entre les éléments de la nappe et les éléments discrets du sol support ou du remblai, n'avait aucune influence notable sur les résultats dans la gamme testée (raideur équivalente à celle des contacts sol/sol).

Tableau 3-30 : Influence de la raideur tangentielle du contact entre le sol et le géosynthétique sur les reports de charge

Raideur tangentielle K_{tsn} (MN/m^3)	Contrainte due au poids du cylindre de sol au droit de la cavité (kN/m^2)	σ_{nappe} moyen au droit de la cavité (kN/m^2)	Report de charge moyen (%)
1,5	18	11,28	37
15	18	10,88	40
150	18	10,68	41

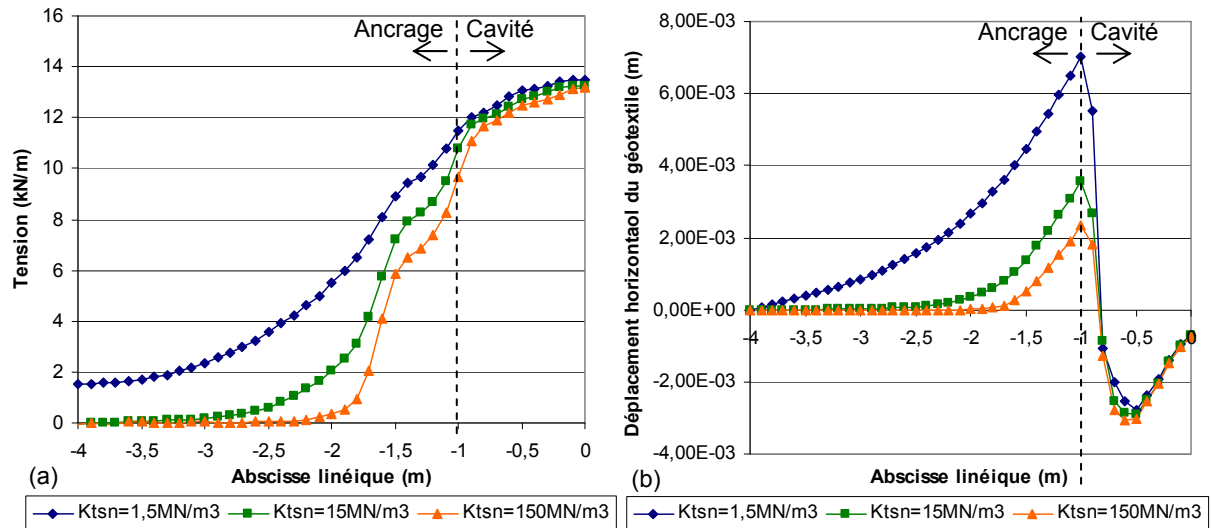


Figure 3-103 : Influence de la raideur tangentielle du contact sol/géosynthétique - Tensions (a) et déplacement horizontal de la nappe (b)

3.2.4.6 Validation de la procédure de chargement du modèle

Les simulations numériques ont par ailleurs permis d'évaluer la pertinence de la procédure de chargement du remblai. Cette étude a été menée à partir du cas de base (remblai granulaire M0 et nappe géosynthétique bidirectionnelle de raideur 2000 kN/m dans chacune de ses directions de renforcement). Une surcharge cyclique centrée sur une cavité de 2 m de diamètre a été appliquée en surface du remblai après ouverture de la cavité suite à un calcul de type trappe. La dalle de chargement de 0,5 m x 0,5 m est constituée d'un ensemble de cent sphères de petit diamètre (proche de celui des sphères du remblai), liées entre elles par des liens cohésifs rigides.

Une surcharge de 7 t (correspondant à la valeur d'un demi-essieu) est alors appliquée progressivement avec un incrément de force de +/- 1 N par itération de calcul sur la dalle de chargement. Une vingtaine de cycles de chargement/déchargement ont été réalisés. Cette procédure de chargement (incrément de force, nombre de sphères et valeurs des paramètres de contact des éléments de la dalle) a été validée par une étude paramétrique pour d'une part minimiser les effets dynamiques et d'autre part pour assurer une répartition uniforme des efforts sous la dalle.

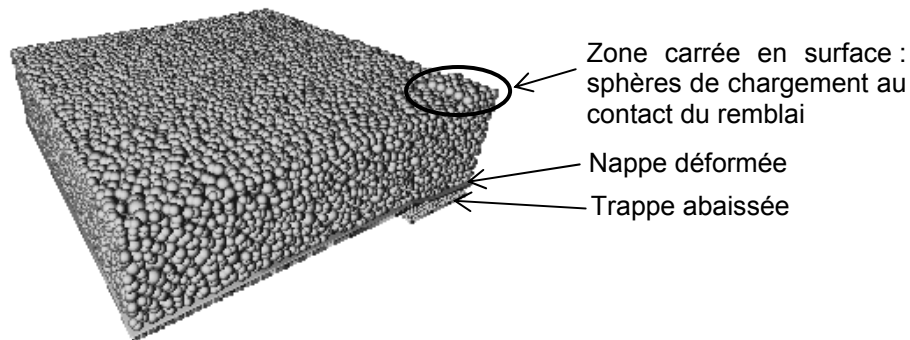


Figure 3-104 : Chargement cyclique – Définition de l'aire de chargement au toit du remblai déformé

Afin de suivre l'effet de l'application de la surcharge en tête du remblai, on définit comme précédemment la notion d'efficacité E des transferts de charge dans le remblai comme étant le pourcentage des efforts (poids de la colonne de sol et surcharge au droit de la cavité) qui sont reportés vers les bords de la cavité (Equation [3-3]).

$$E = \frac{F_{\text{totale, reportée}}}{F_{\text{totale}}} \quad \text{Eq. 3-3}$$

Lors du premier cycle de chargement (Figure 3-105a), l'efficacité initiale d'environ 42 % correspond à l'efficacité des transferts de charge après abaissement de la trappe et avant application d'une surcharge. Cette valeur est cohérente avec les 40 % de reports de charge obtenus précédemment dans le cas d'un calcul « Trappe » effectué dans les mêmes conditions (paragraphe 3.2.2.2).

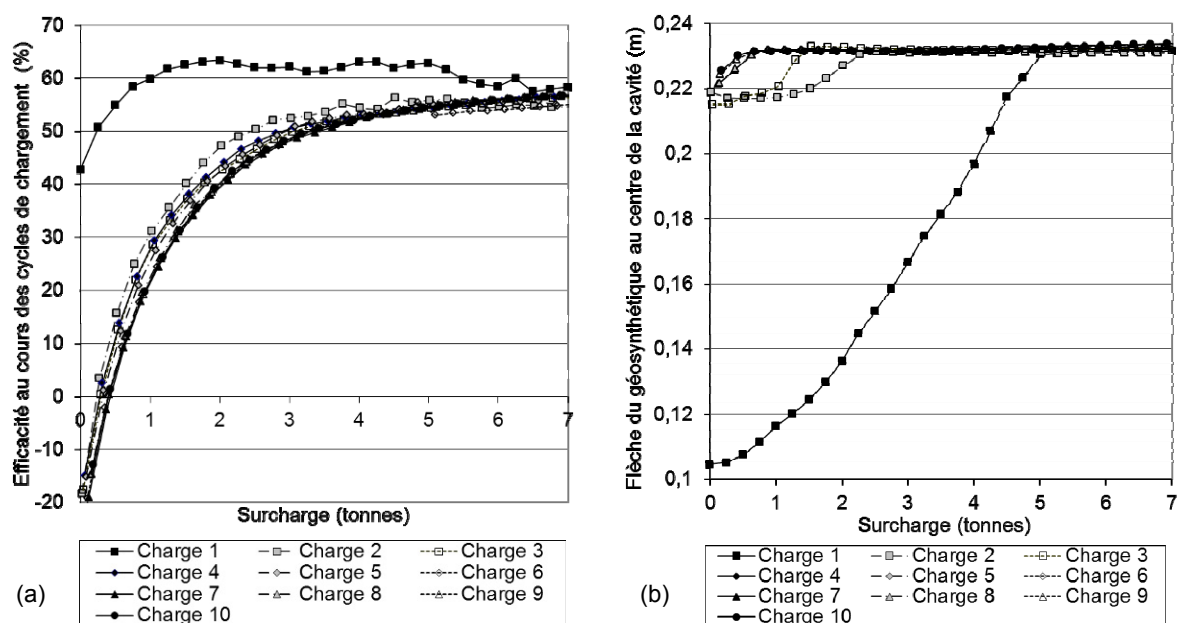


Figure 3-105 : Chargement cyclique (7t, surface de chargement 0,5 x 0,5 m) – Evolution de l'efficacité E (a) et de la flèche du géosynthétique (b) lors des cycles de chargement

Lors de l'application de la première charge on constate que l'efficacité totale du transfert de charge augmente progressivement. D'importants réarrangements au sein du remblai granulaire ont lieu, ce qui explique les oscillations observées sur la courbe de chargement. L'efficacité totale après le premier chargement est d'environ 60%.

Dès le premier déchargement et pour toutes les phases de chargement/déchargement ultérieures, une efficacité négative est obtenue en situation déchargée. Cette valeur négative indique un surplus d'efforts agissant sur la nappe au droit de la cavité après déchargement, qui s'expliquerait par la présence de frottements négatifs au sein du remblai. Ce frottement négatif serait lié à la décharge élastique du géosynthétique qui pousse le cylindre de sol vers le haut. Cela coïnciderait avec la diminution de flèche du géosynthétique en situation déchargée (Figure 3-105b).

Une fois le premier cycle effectué, on constate une légère évolution de l'efficacité en fonction du nombre de cycle qui reste néanmoins confinée dans un fuseau assez resserré aussi bien lors des phases de chargement que de déchargement, avec un comportement symétrique (Figure 3-105a). En termes d'évolution du déplacement vertical du géosynthétique au centre de la cavité, les courbes se confondent en un fuseau dès le quatrième cycle de chargement (Figure 3-105b).

Enfin, cette étude donne un ordre de grandeur des reports de charge maximum vers le bord de la cavité de 1,6 fois le total des efforts exercés au-dessus de la nappe au droit de la cavité (donné par une efficacité maximale de 60%) qui sont très similaires d'un chargement à l'autre. On retient également la rapidité des réarrangements granulaires au cours des cycles de chargement : dès le second cycle de chargement/déchargement, les courbes d'efficacité se confinent dans un « fuseau ».

3.2.4.7 Conclusions de l'étude paramétrique

L'étude de sensibilité réalisée sur les paramètres de calcul d'un renforcement géosynthétique en base de remblai sur cavité confirme l'importance des paramètres testés : raideur du géosynthétique, structure unidirectionnelle ou bidirectionnelle du renforcement, état de compaction du matériau de remblai, et interface sol/géosynthétique. Ces paramètres sont à définir et à calibrer avec soin pour une meilleure restitution par le modèle numérique du comportement des plots expérimentaux.

Par ailleurs, la possibilité de définir une surcharge cyclique en tête du remblai permet d'approcher la simulation de la circulation d'engins sur le remblai renforcé après ouverture de la cavité. On constate qu'au bout de deux cycles environ sur le cas étudié, les courbes des reports de charge en fonction de la surcharge appliquée évoluent peu.

3.2.5 Limites du modèle numérique

Le modèle numérique mis en place permet de simuler la formation d'une cavité sous un remblai renforcé selon deux approches, à savoir un modèle de type « Trappe » et un modèle de type « Fontis ». Malgré le bon fonctionnement de ces modèles évalués dans les paragraphes précédents, certaines limites sont à garder à l'esprit.

Une première limitation est liée à l'utilisation de la méthode des éléments discrets, qui nécessite un paramétrage microscopique des interactions entre les éléments de remblai, de renforcement géosynthétique et du sol support. En effet, les paramètres microscopiques définis, tels que les cohésions, angles de frottement ou raideurs aux interfaces entre éléments discrets, ne peuvent pas être calibrés par rapport à des valeurs mesurées expérimentalement. Il est donc nécessaire de caractériser le matériau numérique par exemple par des essais triaxiaux afin d'obtenir sa caractérisation mécanique macroscopique. Une comparaison avec les matériaux « réels » peut alors être effectuée. Néanmoins, pour obtenir des caractéristiques macroscopiques précises, il est nécessaire de passer par une étude paramétrique, parfois longue et fastidieuse, sur une campagne d'essais triaxiaux numériques.

Une attention particulière doit être apportée à la mise en place des particules de sorte que la porosité numérique soit parfaitement contrôlée et ce afin que soit restitué un comportement mécanique bien déterminé. Comme on a pu le démontrer, la porosité numérique au travers des caractéristiques mécaniques du matériau de remblai a un rôle prépondérant sur les mécanismes de transfert de charge.

Une autre limite du modèle est liée à la gestion de l'interface entre le sol et la nappe géosynthétique, notamment par l'utilisation d'une raideur tangentielle du contact sol/géosynthétique. Ce paramètre, tout comme le déplacement minimal de mobilisation du frottement maximum U_0 (Villard et Briançon, 2008) reste difficile à estimer. Là encore, il est nécessaire de calibrer le modèle. Dans le cadre de cette étude, cette calibration est effectuée par rapport aux expérimentations en vraie grandeur (paragraphe 3.1.1).

Enfin, dans un contexte d'ingénierie, on peut imaginer que les temps de calcul nécessaires aux simulations numériques peuvent également présenter une limite.

3.3 Confrontation des résultats expérimentaux et numériques

Les résultats expérimentaux (paragraphe 3.1) sont confrontés aux résultats des simulations numériques effectuées à partir du modèle défini au paragraphe 3.2 et adapté au cas des plots expérimentaux. On espère par ces comparaisons évaluer la pertinence du modèle numérique pour simuler les expérimentations et compléter les résultats expérimentaux par des données numériques là où les mesures expérimentales ne sont pas possibles. Ainsi, une meilleure interprétation des données en termes de comportement du remblai renforcé et de reports de charge doit être effectuée.

3.3.1 Paramètres des modèles numériques des plots expérimentaux

Les simulations numériques sont effectuées à l'aide des remblais numériques M1, M2 et M3 déjà présentés (Tableau 3-18 et Tableau 3-19), qui respectent à la fois les paramètres géométriques et mécaniques des expérimentations et les critères d'ancrage minimal définis lors de la construction du modèle numérique. Les paramètres numériques du matériau de remblai sont calibrés de manière à représenter de manière pertinente le comportement mécanique macroscopique des matériaux de remblai expérimentaux. Le Tableau 3-31 synthétise les principaux paramètres des simulations.

Tableau 3-31 : Paramètres de modélisation des plots expérimentaux

		Plots 1&2		Plot 3		Plot 4	Plot 6
		M1-1	M2-1	M1-3	M2-3	M3-4	M3-6
Modèle	Nom de la simulation						
	Type de simulation	Fontis		Fontis		Fontis	Fontis
	Matériau de remblai numérique	M1	M2	M1	M2	M3	M3
	Largeur du modèle (m)	4	2	4	2	4	4
Remblai	Diamètre D de cavité maximal (m)	2,2	1	2,2	1	2,2	2,2
	Hauteur de remblai H (m)	1		1		0,35	0,35
	Poids volumique (kN/m ³)	15,5		15,5		18,0	18,0
	Angle de frottement interne au pic (°)	35		35		37	37
Géosynthétique	Cohésion (kPa)	0		0		28	28
	Désignation	GtxA		GtxB		GtxA	GtxC
	Raideur (kN/m)	2988		-		2988	3746
	Raideur tangente initiale ($\varepsilon < 2\%$) (kN/m)	-		450		-	-
	Raideur tangente différée ($\varepsilon > 3\%$) (kN/m)	-		1860		-	-
	Déformation maximale atteinte par la raideur tangente initiale (%)	-		2		-	-
	Déformation à laquelle la raideur tangente différée est atteinte (%)	-		3		-	-
	Angle de frottement à l'interface avec le sol (°) (Essais à la boîte de cisaillement 0,3 x 0,3 m)	30,5		30,5*		32	30
	Longueur d'ancrage minimale (m)	2,9		2,9		2,9	2,9

* : Valeur estimée en l'absence de données expérimentales

Les plots 1 et 2 diffèrent par les conditions d'ancrage de la nappe géosynthétique (ancrage linéaire sur le plot 1, ancrage en crosse ou en retour sur le plot 2). En raison du peu d'influence du mode d'ancrage sur les résultats expérimentaux, seule une configuration en ancrage linéaire a été modélisée. En conséquence, les simulations et résultats numériques des plots 1 et 2 sont confondus en un modèle unique.

Le comportement de la nappe géosynthétique est par ailleurs défini en cohérence avec les essais de traction caractérisant les renforcements géosynthétiques utilisés. Le caractère unidirectionnel des renforcements géosynthétiques est respecté numériquement, une seule direction de renforcement étant considérée.

Pour se rapprocher du mode opératoire expérimental une procédure numérique de type « Fontis » est utilisée.

3.3.2 Analyse numérique des plots expérimentaux 1, 2, et 3 sur remblai granulaire non cohésif

3.3.2.1 Comportement du remblai granulaire lors de l'ouverture de la cavité

▪ Déplacements au sein de la structure

Le comportement cinématique des plots est évalué à partir des tassements de surface obtenus après ouverture d'une cavité de 2,2 m de diamètre (Figure 3-106), et des déplacements verticaux du renforcement géosynthétique mesurés lors de l'ouverture de la cavité (Figure 3-107). Les résultats expérimentaux sont obtenus par topographie et analyse au radar géologique.

Si l'on s'intéresse aux tassements de surface, on constate sur la Figure 3-106 que pour une cavité de 2,2 m de diamètre, le tassement numérique du plot 1 est de l'ordre de 0,1 m pour une mesure expérimentale de 0,14 m. Sur le plot 3 (géosynthétique non linéaire GtxB), les tassements de surface induits par une cavité de 2,2 m de diamètre sont de 0,26 m d'après simulation numérique pour une mesure topographique de 0,27 m.

Malgré les différences observées les résultats numériques et expérimentaux sont cohérents entre eux. Les écarts obtenus entre ces résultats peuvent être attribués autant au modèle numérique dont les hypothèses sont idéalisées qu'aux conditions expérimentales qui n'ont pas permis une mise en œuvre parfaite (horizontalité de la nappe ou régularité de la couche granulaire). Numériquement on soulignera notamment une discrétisation relativement grossière du matelas granulaire et l'absence de calibrage du coefficient de foisonnement qui découle numériquement de la géométrie et de la densité du matériau numérique modélisé.

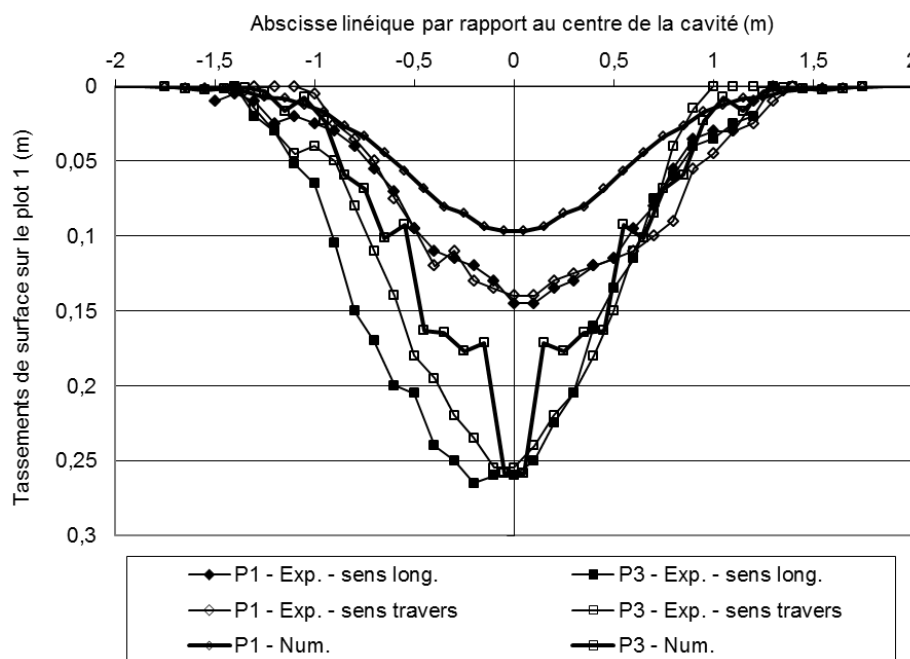


Figure 3-106 : Comparaison des résultats expérimentaux et numériques des tassements de surface sur les plots 1 et 3 obtenus après ouverture de la cavité à 2,2 m de diamètre

Si l'on s'intéresse aux déplacements de la nappe géosynthétique lors de l'ouverture de la cavité, on constate sur la Figure 3-107 que les déflexions expérimentales de la nappe établies par l'analyse au radar géologique et les déflexions numériques sont en relativement bon accord sur les différentes étapes d'ouverture de la cavité. Ainsi pour un diamètre d'ouverture de la cavité de 2,2 m la flèche numérique du géosynthétique sur le plot 1 est de 0,203 m pour une mesure expérimentale de l'ordre de 0,2 m. Pour les diamètres d'ouverture de cavité intermédiaires du plot 1 (0,75 et 1,25 m), la corrélation entre résultats expérimentaux et numériques reste acceptable compte tenu de la précision des mesures expérimentales et de la faible discrétisation du remblai numérique. En effet, pour le remblai numérique, l'impact de la forte granularité sur les résultats est plus important pour les faibles diamètres de cavité. Les différences observées peuvent également s'expliquer par un éventuel décalage du profil de mesure expérimental par rapport à l'axe de la cavité, ou par le fait que les diamètres de cavités intermédiaires de l'expérimentation ne sont pas maîtrisés exactement.

Pour le plot 3 (Figure 3-107b), la correspondance entre les résultats numériques et expérimentaux reste bonne excepté pour l'étape intermédiaire d'ouverture de la cavité à 1,25 m. En plus des raisons de précision de mesure et de tracé du profil expérimental, ou de discrétisation numérique, s'ajoute cette fois-ci le caractère non linéaire du renforcement géosynthétique utilisé sur le plot 3 (géosynthétique non linéaire GtxB).

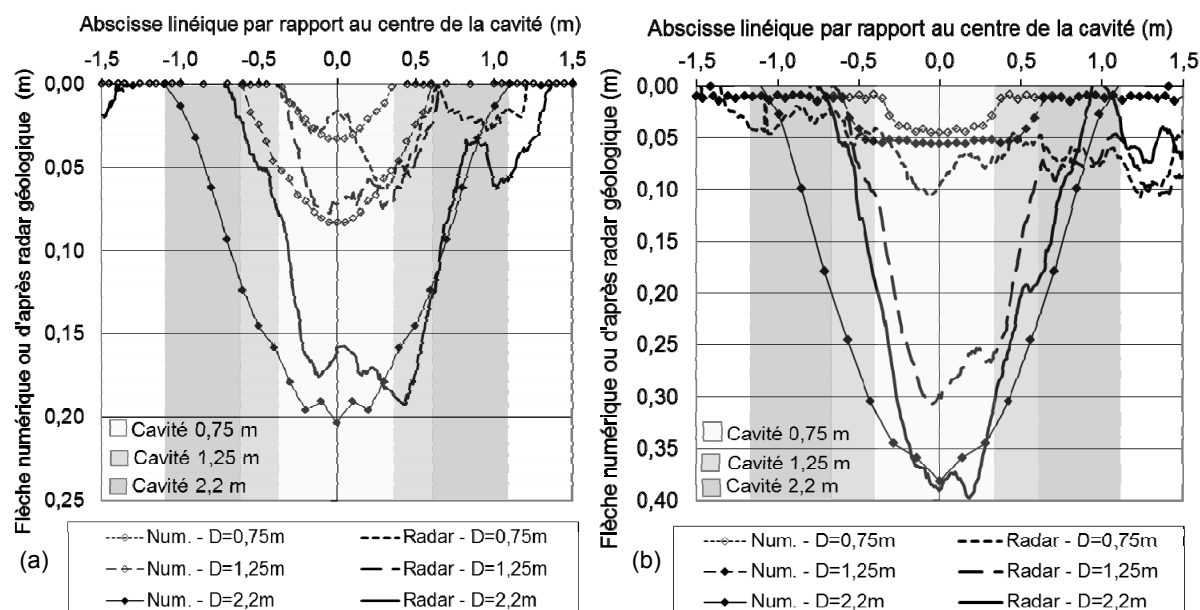


Figure 3-107 : Comparaison des résultats expérimentaux et numériques des déplacements verticaux des renforcements géosynthétiques sur les plots 1 (a) et 3 (b)

▪ Déformations du renforcement géosynthétique

Le comportement en traction des renforcements géosynthétiques GtxA (plots 1 et 2) et GtxB (plot 3) est caractérisé par les déformations mesurées par fibres optiques. En raison du peu de données expérimentales disponibles pour le plot 3, seuls les résultats du plot 1 sont présentés ici.

Pour un diamètre de cavité de 2,2 m de diamètre, la corrélation entre résultats de déformation numériques (maillage M1) et expérimentaux sur le plot 1 est relativement bonne sur l'ensemble du profil (Figure 3-108). Seul un point de mesure expérimental situé en bord de cavité prend une valeur relativement élevée non expliquée, pouvant résulter de l'asymétrie du système de mesure par fibre optique.

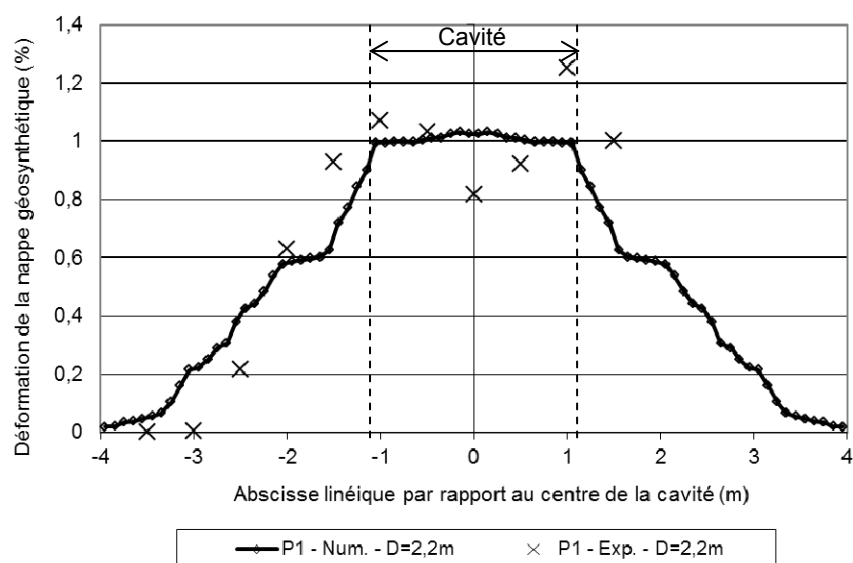


Figure 3-108 : Comparaison des résultats numériques et expérimentaux – Déformations du renforcement géosynthétique sur le plot 1 pour une cavité de 2,2 m de diamètre

On remarquera que le système de mesure des déformations par fibre optique et réseaux de Bragg a une précision en laboratoire élevée qui tend à fortement diminuer en conditions de chantier en raison de la taille des granulats du remblai, de l'intégration du système à la structure et de son liaisonnement avec le renforcement géosynthétique proprement dit. Il est ainsi possible qu'un réseau de Bragg « posé » sur un granulat mesure une déformation locale importante de la nappe géosynthétique qui n'aurait pas été détectée si le capteur de Bragg était légèrement décalé sur le profil de mesure. De même, dans le cas des expérimentations en vraie grandeur, un déplacement relatif entre la nappe géosynthétique et le système par fibre optique est possible, induisant un décalage local entre mesures. Il est donc difficile d'espérer obtenir une meilleure adéquation entre résultats expérimentaux et numériques avec ces données.

Pour les faibles diamètres de cavité (0,75 et 1,25 m) du plot 1, les simulations numériques ont été menées sur le matelas granulaire M2 comportant 60000 éléments discrets de diamètre moyen 0,042 m. Ce remblai numérique resserré doit permettre de mieux tenir compte du rapport de dimensions entre le diamètre de la cavité et le diamètre des éléments discrets, et d'affiner le comportement granulaire du remblai au droit de la cavité.

Dans le cas de diamètres de cavités « intermédiaires », des écarts entre déformations numériques et mesures par fibre optique du même ordre de grandeur que ceux obtenus précédemment ($D = 2,2$ m) sont constatés, que ce soit en bord de cavité ($D = 0,75$ m), ou sur l'ensemble des mesures effectuées (plot 1, $D = 1,25$ m). Cet écart peut s'expliquer par le fait que les diamètres de cavités intermédiaires de l'expérimentation ne sont pas maîtrisés exactement, ou que ces étapes ne constituent pas un état d'équilibre stable contrairement au cas du modèle numérique.

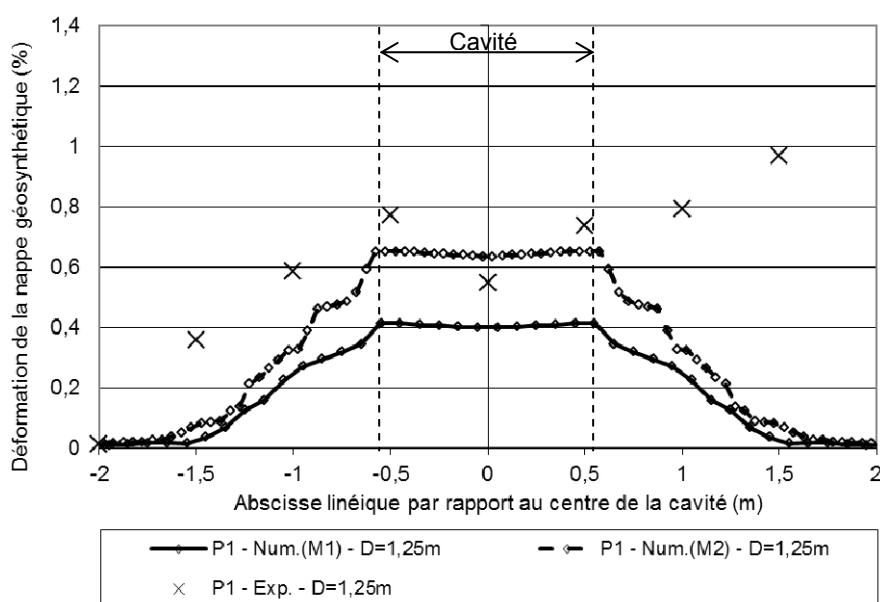


Figure 3-109 : Comparaison des résultats numériques et expérimentaux – Déformations du renforcement géosynthétique sur le plot 1 pour une cavité de 1,25 m de diamètre

Pour les diamètres de cavité intermédiaires (0,75 et 1,25 m), une meilleure approximation des déformations mesurées par fibre optique semble être obtenue à partir du matériau M2 que dans le cas de l'utilisation d'un matériau « grossier » M1. L'écart entre les deux modèles numériques s'explique par des différences de discrétisation (tailles des particules du matelas granulaire et des éléments de la nappe géosynthétique) qui influent sensiblement sur les mécanismes de transfert de charge.

Enfin, le comportement en traction du géosynthétique GtxA obtenu numériquement lors de l'ouverture de la cavité sur le plot 1 est superposé à la courbe de traction expérimentale du renforcement (Figure 3-111). Sur la plage de déformation atteinte lors des calculs, qui reste malgré tout relativement faible, la simulation numérique permet bien de retranscrire le comportement en traction du renforcement mis en œuvre sur les plots expérimentaux.

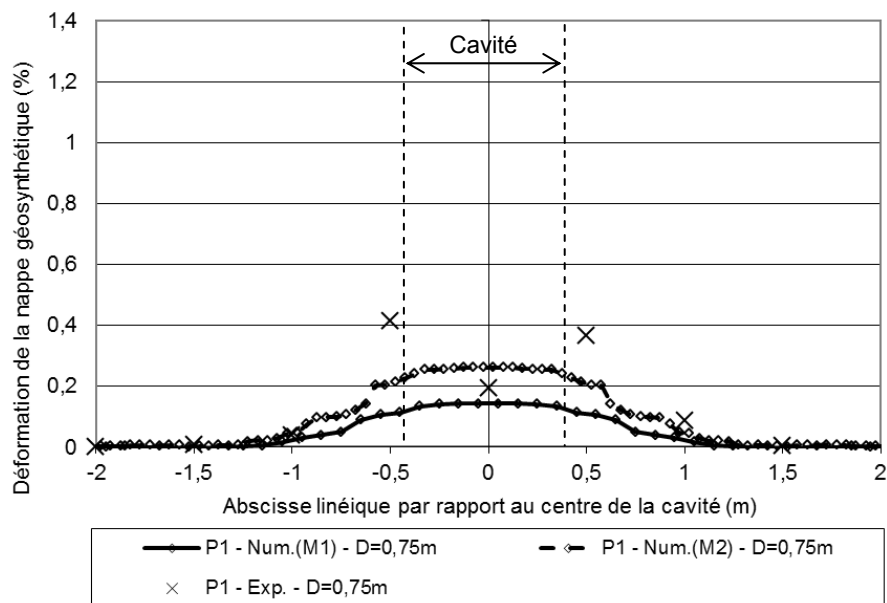


Figure 3-110 : Comparaison des résultats numériques et expérimentaux – Déformations du renforcement géosynthétique sur les plots 1 et 3 pour une cavité de 0,75 m de diamètre

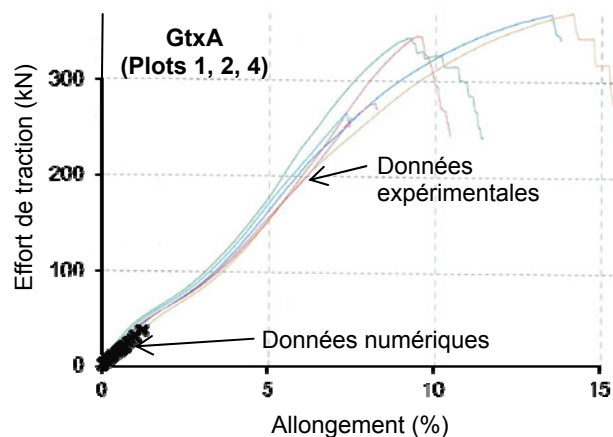


Figure 3-111 : Comportement en traction du géosynthétique GtxA (plot 1)

▪ Comportement du géosynthétique non linéaire GtxB

Sur le plot 3, le comportement du géosynthétique GtxB comporte quelques spécificités liées à son caractère non linéaire. Le calcul numérique des profils de déformations successifs aboutissent à des valeurs de déformation maximale plus élevées que sur le plot 1 : 0,39 % pour une cavité de 0,75 m de diamètre, 1,6 % pour 1,25 m de diamètre, et 3,06 % pour une cavité de 2,2 m de diamètre (Figure 3-112a). Ces déformations maximales sont plus élevées sur le plot 3 en raison de la raideur initiale relativement faible ($J = 450 \text{ kN/m}$) du renforcement géosynthétique GtxB.

L'étude numérique permet également de comparer le comportement numérique en traction du géosynthétique lors de l'ouverture de la cavité avec la courbe de caractérisation expérimentale du renforcement GtxB du plot 3 (Figure 3-112b). On constate que la simulation numérique permet bien de tenir compte du caractère non linéaire du renforcement expérimental. Ainsi, la raideur tangentielle initiale de 450 kN/m est respectée pour les déformations inférieures à 2,5 %. Au-delà, soit dans le cas d'une cavité de 2,2 m de diamètre, l'adéquation entre la caractérisation expérimentale et numérique reste bonne.

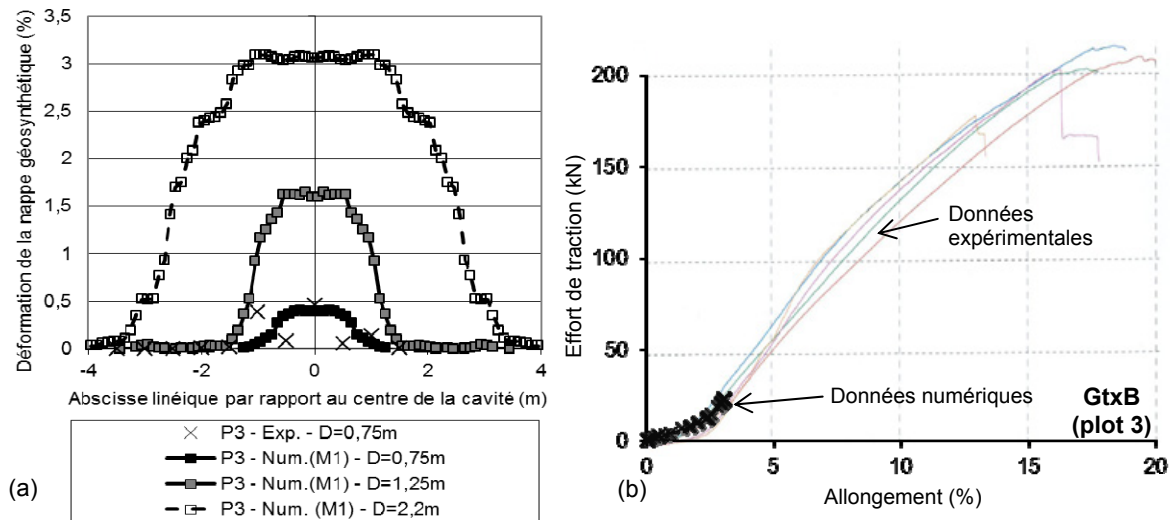


Figure 3-112 : Déformation (a) et comportement en traction (b) du renforcement non linéaire GtxB lors de l'ouverture de la cavité sur le plot 3

▪ Déplacements horizontaux du renforcement géosynthétique

La simulation numérique complète les résultats expérimentaux là où la prise de mesure est complexe. C'est notamment le cas pour les déplacements horizontaux du renforcement sur les plots 1 et 3 (Figure 3-113), expliquant leur comportement en ancrage.

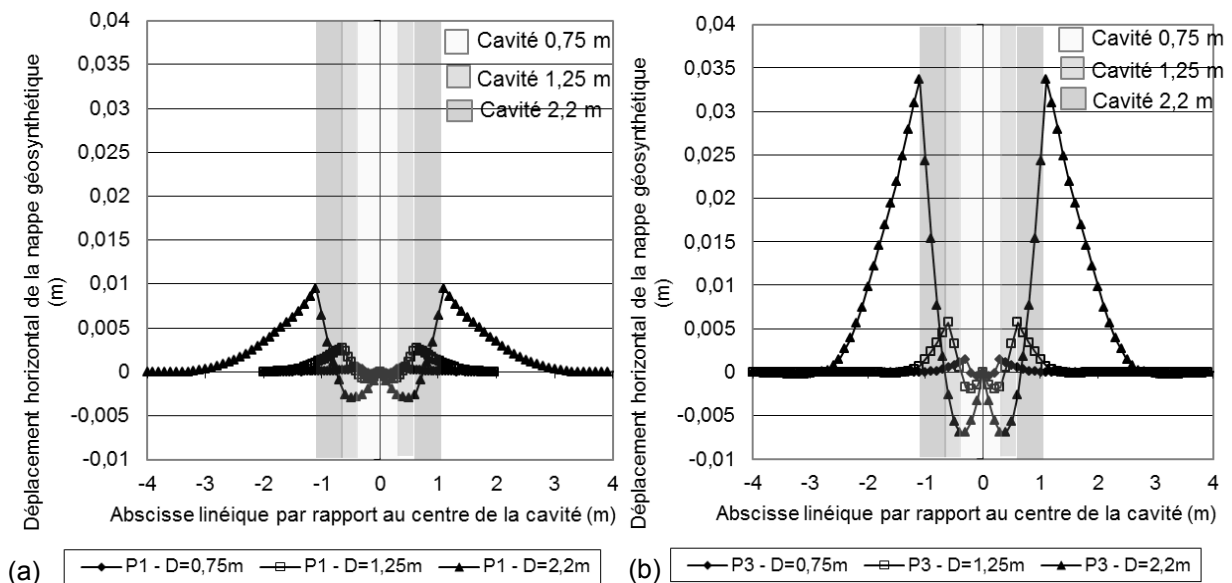


Figure 3-113 : Déplacement horizontal du renforcement géosynthétique sur les plots 1 (a) et 3 (b) – Résultats des simulations numériques

L'ensemble des résultats obtenus montre que de par sa mise en tension, le géosynthétique se déplace en zone d'ancrage vers le centre de la cavité (déplacements positifs). Lors de l'ouverture de la cavité à 2,2 m de diamètre, le déplacement du géosynthétique atteint un maximum de 9,5 mm au bord de la cavité pour le plot 1, pour lequel les comportements expérimentaux et numériques du géosynthétique sont les plus proches en termes de déformations. Au droit de la cavité, les déplacements horizontaux de la nappe géosynthétique ne sont pas de signe constant. Le point au centre de la cavité ne se déplace pas horizontalement, mais verticalement, ce qui correspond aux conditions limites imposées au modèle numérique. En bord de cavité, les déplacements positifs, soit vers le centre de la cavité, sont liés au mouvement du géosynthétique en zone d'ancrage et à sa rotation au droit de la cavité lors de sa déflexion en membrane. En zone médiane enfin, les déplacements négatifs, donc en direction de la zone d'ancrage, résultent de la mise en tension de la nappe et atteignent un maximum de 2,8 mm sur le plot 1.

Sur le plot 3 les déplacements et déformation de la nappe sont amplifiés compte tenu que les raideurs initiales et différées du renforcement GtxB (plot 3) sont inférieures à la raideur du renforcement GtxA (plot 1).

- Analyse du report de charge moyen sur le géosynthétique au droit de la cavité

La contrainte verticale moyenne sur la nappe géosynthétique est numériquement obtenue par sommation des efforts verticaux agissant sur le renforcement au droit de la cavité. Connaissant le poids de remblai initial, le report de charge moyen vers le bord de la cavité peut alors être estimé.

L'évolution du report de charge moyen (Figure 3-114) est similaire pour les simulations numériques des plots 1 et 3. Pour les faibles diamètres de cavité (rapport H/D élevé) le report vers les bords est important (de l'ordre de 80 à 90%), et diminue lorsque le diamètre de la cavité augmente jusqu'à atteindre une valeur d'environ 50 à 60 % dès lors que H/D vaut 0,5 environ. Deux ressauts sont présents sur ces courbes et pourraient être expliqués par la nature discrète du modèle et des réarrangements entre grains.

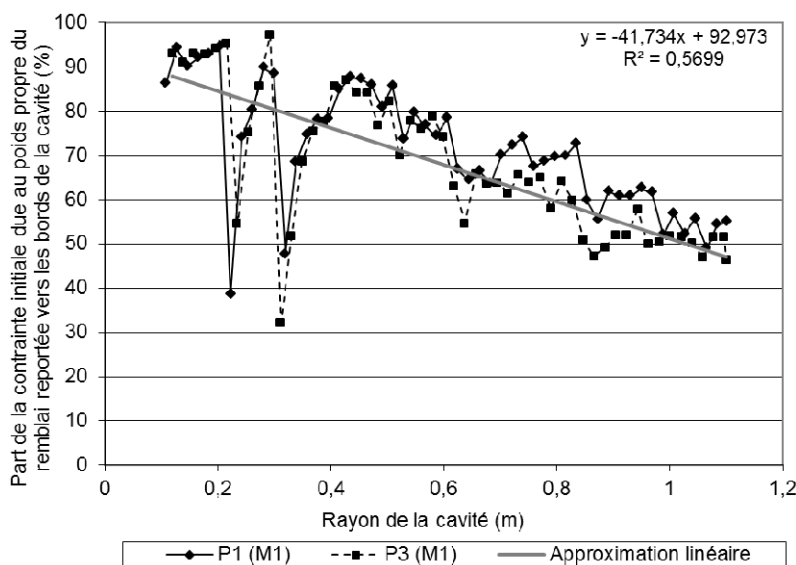


Figure 3-114 : Report de charge moyen vers les bords de la cavité – Résultats des simulations numériques

- Distribution des reports de charge sur le renforcement géosynthétique

Un autre apport du modèle numérique est la possibilité d'appréhender les reports de charge au sein du remblai. Les contraintes verticales en base du remblai sont obtenues en sommant les efforts des points de contact sur des surfaces annulaires concentriques de largeur constante centrées autour de la cavité. Comme précédemment, le maillage M2 est utilisé pour les cavités de faible diamètre. La comparaison (Figure 3-115) des valeurs numériques et expérimentales sur les profils de contrainte montre que l'on retrouve les bons ordres de grandeur et évolutions des contraintes. Etant donné la précision des mesures expérimentales (capteurs de 40 cm de large), l'étude des reports de charge à partir du modèle numérique reste la solution la plus adaptée.

Les résultats numériques du plot 1 sont en bonne concordance avec les résultats expérimentaux des contraintes verticales sur la nappe en zone d'ancrage éloignée de la cavité. En bord de cavité côté ancrage, la contrainte augmente au fur et à mesure de l'ouverture du fontis, soulignant l'existence de reports de charge au sein du remblai : une partie du poids du sol au droit de la cavité est reportée en bord de cavité. Pour une cavité de 2,2 m de diamètre, cet effet est localisé sur une bande de faible épaisseur (0,4 m de large environ) sur laquelle la contrainte verticale atteint une valeur d'environ 1,5 fois la contrainte due au poids de remblai initial.

Par ailleurs la forme de la distribution de contrainte sur la nappe au droit de la cavité varie en fonction du diamètre de la cavité. Comme constaté lors de la confrontation des modèles numériques « Trappe » et « Fontis » (paragraphe 3.2.3), la distribution de contrainte sur la nappe prend une forme triangulaire inversée pour le faible diamètre de cavité (0,75 m). En revanche, pour une cavité de 2,2 m de diamètre, cette distribution prend un aspect plus uniformisé, avec une contrainte légèrement plus élevée au centre de la cavité.

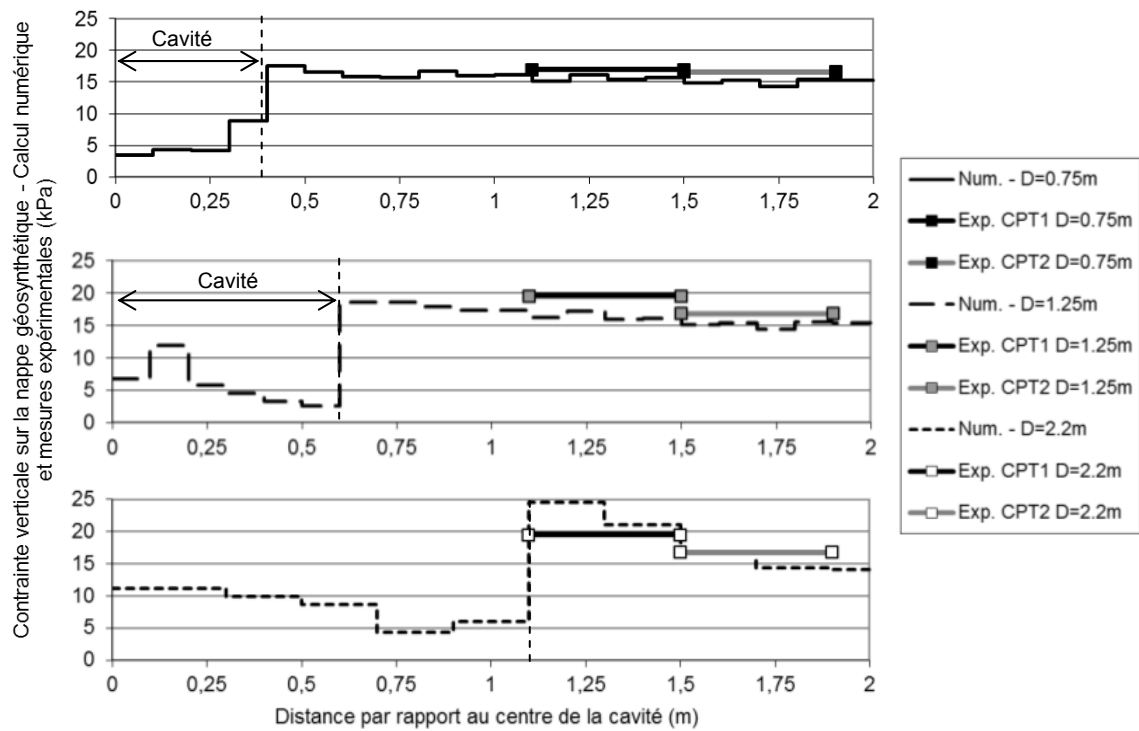


Figure 3-115 : Contrainte verticale sur la nappe géosynthétique du plot 1 – Comparaison entre résultats expérimentaux et numériques

La simulation numérique du plot 3 (résultats non présentés) aboutit à des distributions de contrainte qualitativement similaires à celles du plot 1. Compte tenu que ces deux simulations sont effectuées sur un même matériau, pour une même hauteur de remblai et les mêmes diamètres de cavités, cela semble pertinent. Ce résultat confirme, comme cela avait été démontré pour le cas trappe, que les reports de charge au sein du remblai sont peu influencés par une variation de la raideur du géosynthétique de renforcement.

Pour valider ce résultat avec un contraste de raideur plus important, une comparaison entre les résultats numériques du plot 1 ($J = 2988 \text{ kN/m}$) et ceux d'un calcul similaire où la raideur du géosynthétique J est fixée à 6000 kN/m est proposé (Figure 3-116).

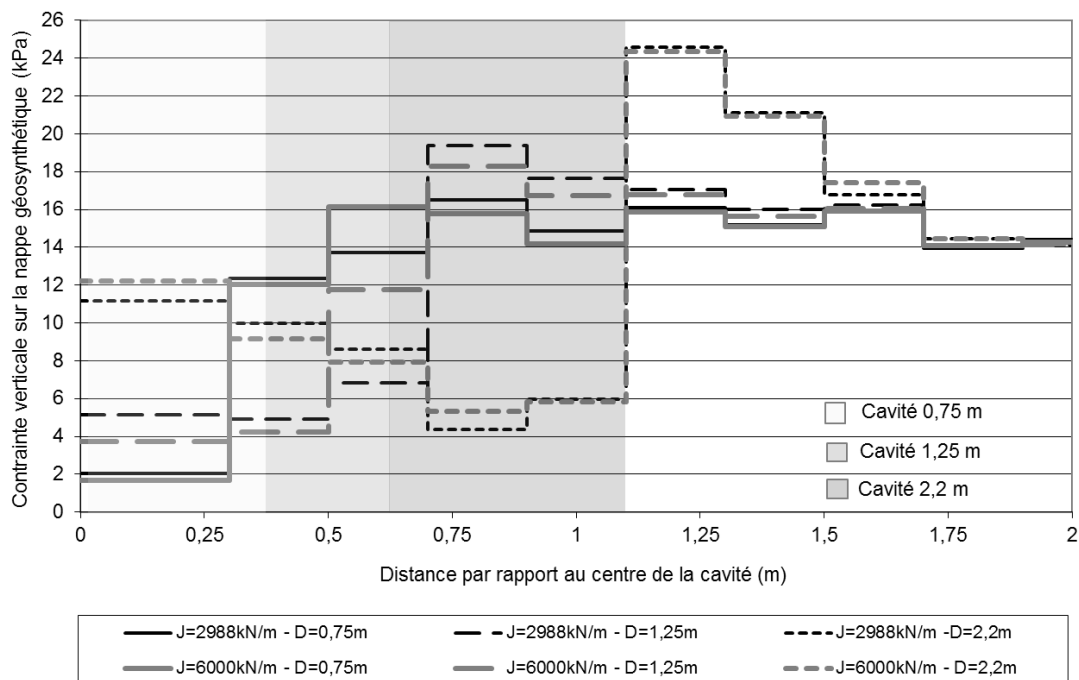


Figure 3-116 : Contrainte verticale sur la nappe géosynthétique pour deux raideurs de renforcement différentes – Résultats des simulations numériques

Comme on peut le constater sur la Figure 3-116, aucune différence significative de distribution de contrainte verticale sur le géosynthétique n'est observée, la forme des distributions de contrainte et les valeurs de contraintes relevées sur les deux modèles numériques restant très proches à chaque étape d'ouverture du fontis. On vérifie ainsi que la raideur du géosynthétique a peu d'influence sur le mécanisme de transferts de charge au sein du remblai granulaire.

Cette analyse est soumise aux mêmes précautions que les résultats de contrainte précédemment énoncés, à savoir que les résultats sont dépendants de la finesse du remblai granulaire numérique et de la discrétisation choisie pour le calcul de contraintes.

3.3.2.2 *Comportement du remblai granulaire lors de l'essai de circulation*

Rappelons que les essais de traficabilité sur les plots expérimentaux ont été différés dans le temps, près de 20 jours après l'ouverture des cavités, d'où des réorganisations possibles des mécanismes de transfert de charge au sein du corps de remblai notamment suite aux intempéries. Lors de ces tests effectués après remblaiement de la déflexion de surface, une surcharge est appliquée par 10 allers et retours successifs d'une pelle mécanique de petite taille équipée de chenilles. L'une des chenilles est positionnée dans l'axe de la cavité et orientée dans la direction des câbles de renforcement du géosynthétique, l'autre chenille étant localisée hors de l'emprise de la cavité. On estime la surcharge appliquée au droit de la cavité à 1 t, soit la demi-charge de la pelle mécanique. Cette surcharge de circulation s'ajoute au poids des matériaux mis en place pour combler la déflexion de surface au droit de la cavité et autoriser la circulation de l'engin.

Numériquement, on cherche à se rapprocher de cette configuration expérimentale en définissant une zone de chargement dont les dimensions sont similaires à celles de la chenille de la pelle mécanique (2 m de long pour 0,2 m de large). Numériquement, une dalle de chargement rigide permet d'appliquer cette surcharge. Elle est constituée par un ensemble de sphères de faibles diamètres liées entre elles par des liaisons cohésives. Elle est positionnée dans l'axe de la cavité de 2,2 m de diamètre.

Compte tenu des mouvements du remblai pendant la période de latence, la seule comparaison possible entre résultats numériques et mesure expérimentale porte sur l'incrément de déplacement vertical du géosynthétique au centre de la cavité dû à la surcharge. Comme on peut le constater sur la Figure 3-117a l'incrément de flèche de la nappe calculé numériquement est près de deux fois supérieur à celui mesuré expérimentalement, soit un incrément de flèche sous surcharge numérique de 1,5 cm environ pour une mesure expérimentale de 6 mm. Si l'on considère que la surcharge expérimentale est légèrement supérieure en raison de l'ajout de matériaux de comblement, ce résultat ne peut s'expliquer qu'en considérant : l'aspect « non circulé » mais ponctuel de la charge numérique qui serait plus défavorable numériquement à la déformation du géosynthétique, un état de compaction différant entre essai expérimental et modèle numérique (porosité, réajustements inter-granulaires), ou la relaxation et l'évolution des mécanismes de transfert de charge expérimentaux pendant la phase de latence (intempérie et autres). Ce dernier point est probablement le plus important car les plots expérimentaux ont évolué et se sont déformés au cours de cette période d'attente. Si l'estimation du gain de flèche du géosynthétique sur l'intervalle de temps entre ouverture de la cavité et chargement est complexe (utilisation de deux systèmes de mesure différents), on a pu constater une augmentation des tassements de surface de 4 cm sur le plot expérimental n°1. La part d'incrément de flèche numérique pourrait donc comprendre les déformations intervenues expérimentalement entre l'ouverture totale de la cavité et la réalisation de l'essai de circulation.

De plus, numériquement le géosynthétique a un comportement élastique linéaire et présente donc un léger relâchement lors des cycles de déchargement. Cela engendre des réarrangements et des déformations irréversibles dans le corps de remblai qui conduiraient à une augmentation des déplacements verticaux de la nappe géosynthétique alors qu'un palier est observé expérimentalement.

Néanmoins les résultats numériques et expérimentaux montrent très clairement qu'une fois en position de membrane le géosynthétique est capable de supporter une charge importante sans trop se déformer.

Les reports de charge sur le plot 1 sont calculés à partir des résultats numériques (Figure 3-117b). L'efficacité des reports de charge au droit de la cavité est définie comme le ratio des efforts reportés aux bords de la cavité par rapport aux efforts totaux appliqués au droit de la cavité (poids du remblai et surcharge). Au début du premier chargement, le report de charge conduit à une efficacité de 52 %, ce qui correspond à l'ordre de grandeur estimée après ouverture de la cavité à 2,2 m de diamètre (Figure 3-114). A la fin du premier chargement un report de charge de 60% est obtenu, ce qui montre clairement que les mécanismes de transfert de charge qui se développent dans le remblai suite à l'ouverture de la cavité ou consécutivement à l'application de la surcharge sont différents. Dès le

second cycle de chargement, les courbes d'efficacité se confondent en un fuseau, avec une efficacité maximale sous chargement de l'ordre de 55 % et une efficacité après déchargement de 32 à 38 %. Au final, dans le cas considéré, l'efficacité totale sous charge (55 %) reste relativement constante au fur et à mesure des cycles de chargement et diffère peu de l'efficacité calculée après ouverture de la cavité et avant chargement (52 %). Comme on avait pu le constater précédemment, la décharge élastique du géosynthétique lors des cycles de déchargement induit des frottements négatifs dans le corps de remblai qui font chuter l'efficacité des mécanismes de reports de charge dans le matelas granulaire déchargé.

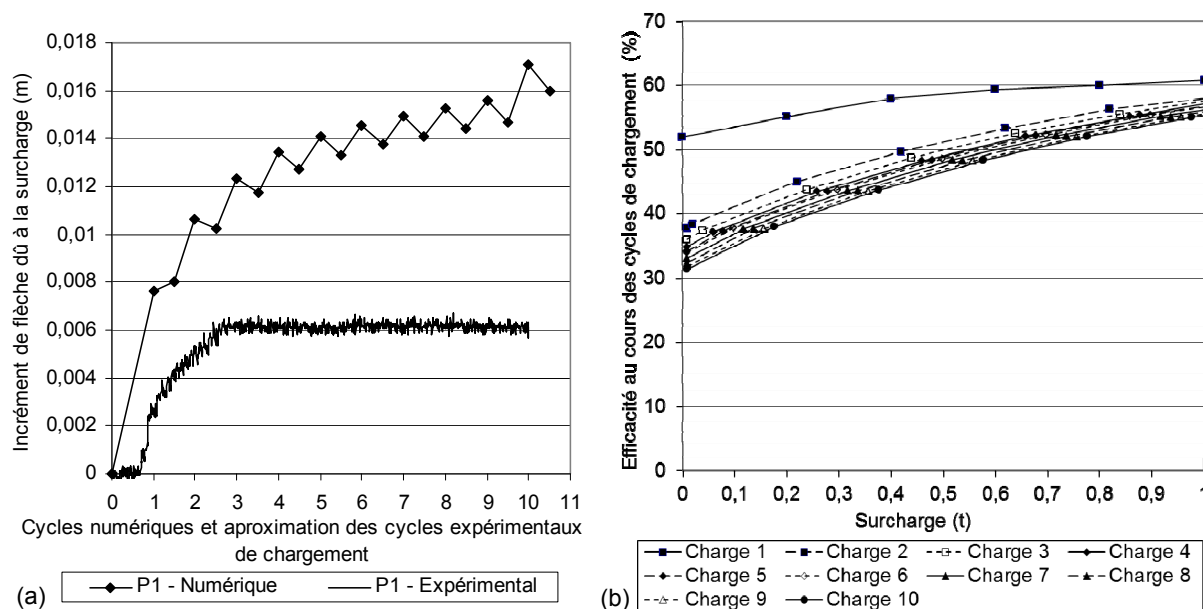


Figure 3-117 : Incréments de flèche numérique et expérimental de la nappe géosynthétique (a) et efficacité des transferts de charge numériques (b) au cours des essais de circulation

3.3.2.3 Bilan des comparaisons des résultats expérimentaux et numériques sur les plots 1, 2 et 3 en remblai granulaire non cohésif

Les comparaisons entre résultats numériques et expérimentaux sur la configuration des plots 1, 2 et 3 permettent de confirmer la pertinence du modèle numérique et de compléter les données expérimentales lorsque celles-ci font défaut ou restent très imprécises. L'ensemble des résultats présentés (numériques et expérimentaux) mettent en évidence les mécanismes de transfert de charge dans le remblai et le comportement en membrane de la nappe géosynthétique. On observe très clairement à partir des résultats numériques que les distributions de contrainte sur la nappe au droit de la cavité et en zone d'ancrage ne sont pas uniformes, contrairement aux hypothèses communément admises par les méthodes de dimensionnement existantes (paragraphe 2.4.5). On montre également que pour des rapports de hauteur de remblai et diamètre de cavité H/D élevés le report de charge moyen vers les bords de la cavité est élevé, et peut atteindre une valeur de 90 % pour $H/D > 2$. En revanche lorsque le rapport H/D est inférieur à 1, le report de charges vers les bords de la cavité est de l'ordre de 50 à 60 % sur le cas étudié.

3.3.3 Cas d'une couche de sol traité renforcée par un géosynthétique (plots 4 et 6)

3.3.3.1 Comportement cinématique des plots

Les résultats du modèle numérique sont confrontés aux résultats expérimentaux sur les Figure 3-118 et Figure 3-119. Comme on peut le constater sur ces figures, les modèles numériques permettent de retrouver les très faibles tassements de surface et déflexions de la nappe mesurés expérimentalement à l'ouverture de la cavité.

L'ouverture des cavités de 2,2 m de diamètre sur les plots 4 et 6 provoque ainsi des tassements de surface de l'ordre de 0,01 m. Cette estimation de tassement est proche de la précision des mesures topographiques, elle-même liée à la taille des granulats de la grave traitée 0/40 mm. L'analyse au radar géologique permet par ailleurs de constater que la déflexion du renforcement géosynthétique est faible lors de l'ouverture des cavités et résulte principalement du poids propre de la nappe géosynthétique. Ce résultat est également retrouvé numériquement (Figure 3-119), ce qui valide le comportement cinématique du modèle numérique pour la phase d'ouverture des cavités.

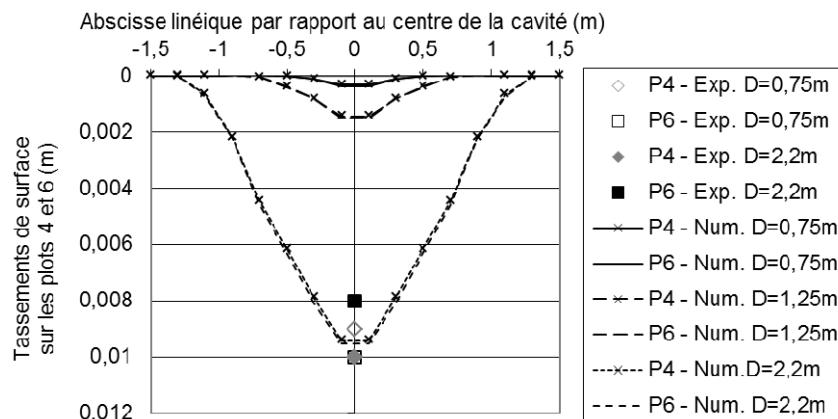


Figure 3-118 : Déplacements en surface sur les plots 4 et 6 à l'ouverture des cavités

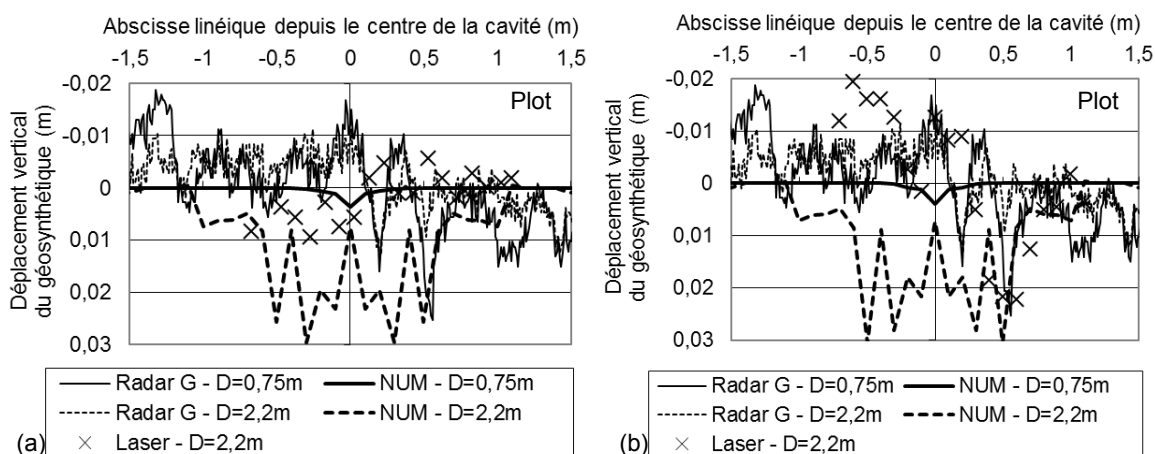


Figure 3-119 : Déplacement vertical du géosynthétique à l'ouverture des cavités sur les plots 4 (a) et 6 (b)

3.3.3.2 Comportement du renforcement géosynthétique

Lors des expérimentations sur les plots 4 et 6, seule une fibre optique placée sur le plot 6 a fonctionné et permis d'obtenir des mesures de déformation à l'ouverture de la cavité. L'outil numérique est donc ici utilisé pour mieux comprendre le comportement du géosynthétique, qui n'a pas toujours pu être observé expérimentalement. On constate ainsi que sur le plot 6 les ordres de grandeur des mesures expérimentales de déformation sont retrouvés numériquement (Figure 3-120). Ces déformations sont faibles, ce qui correspond bien aux remarques émises quant à la déflexion des renforcements (paragraphe 3.3.3.1). On confirme donc le léger décollement du renforcement géosynthétique par rapport à la couche de sol traitée. De plus, on observe logiquement une déformation maximale au droit de la cavité, avec une décroissance vers les zones d'ancrage traduisant la dissipation des efforts par frottement à l'interface du renforcement avec le sol. Au vu de ces remarques, le comportement du renforcement géosynthétique simulé numériquement semble pertinent.

Par ailleurs, la comparaison des modélisations numériques des deux plots expérimentaux permet de constater que le renforcement géosynthétique est légèrement plus déformé sur le plot 4 que sur le plot 6. Ce résultat reste logique, la raideur du renforcement GtxA utilisé sur le plot 4 étant légèrement plus faible que la raideur du renforcement GtxC, mis en œuvre sur le plot 6.

Enfin, on constate que les déplacements horizontaux du renforcement géosynthétique sont eux aussi très faibles (Figure 3-121) avec un déplacement maximal de l'ordre de 0,18 mm au droit de la cavité de 2,2 m de diamètre. Par ailleurs, on retrouve également la présence de déplacements horizontaux positifs et négatifs déjà constatée sur les plots granulaires non cohésifs (paragraphe 3.3.2.1) traduisant la déformation en membrane du renforcement géosynthétique.

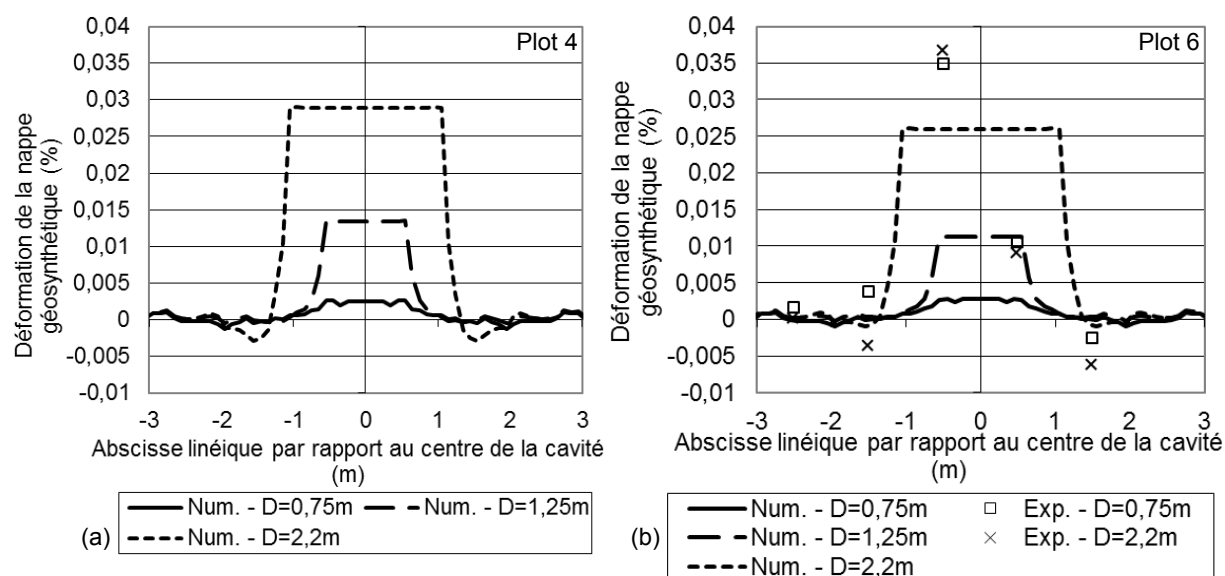


Figure 3-120 : Déformation du géosynthétique à l'ouverture des cavités sur les plots 4 (a) et 6 (b)

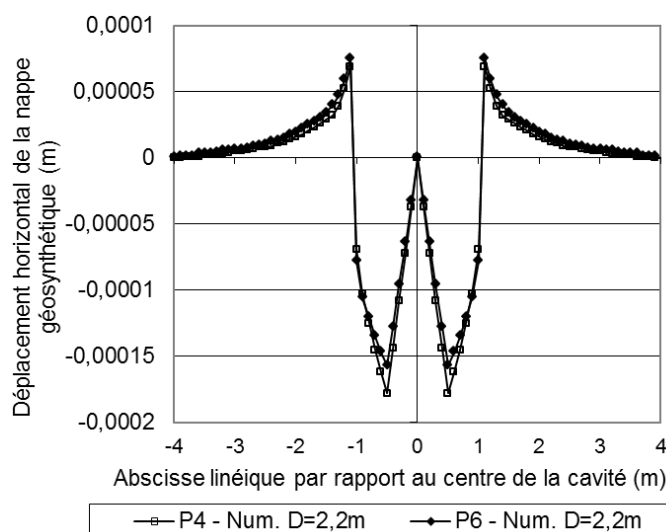


Figure 3-121 : Déplacement horizontal du géosynthétique à l'ouverture des cavités sur les plots 4 et 6

3.3.3.3 Mécanismes de report de charges dans la couche de sol traité

A l'ouverture de la cavité, la couche de sol traité pontant la cavité se comporte comme une dalle en flexion, d'où des déformations des plots expérimentaux et numériques très faibles. On peut donc logiquement s'attendre à des mécanismes de report de charges différents de ceux observés pour les plots 1, 2 et 3 pour lesquels le remblai utilisé est non cohésif.

Les contraintes verticales sur les deux faces du géosynthétiques (Figure 3-122) montrent que dès les faibles diamètres d'ouverture de la cavité, la contrainte exercée sur la nappe au droit de la cavité s'annule, à la fois au-dessus et en-dessous du renforcement. La nappe n'est donc plus en contact avec la couche de sol traité, ce qui confirme l'idée de son décollement évoquée aux paragraphes précédents.

Par ailleurs, en comparant les valeurs de contrainte verticale au bord de la cavité par rapport à la contrainte verticale initiale, on constate un report de charge localisé à l'extrême bord des cavités. Ce

report de charge augmente avec le diamètre de la cavité, le volume de sol traité au droit de la cavité augmentant également. Dans le cas d'une cavité de 2,2 m de diamètre on constate que les contraintes très importantes au bord de la cavité diminuent lorsqu'on s'éloigne en ancrage jusqu'à une valeur de contrainte verticale inférieure à la contrainte initiale. Le sol traité s'appuie donc au bord de la cavité et aurait une légère tendance à se soulever dans l'ancrage proche de la cavité (Figure 3-123). Cette observation confirme l'idée d'un comportement de type « dalle en flexion » pour la couche de sol traité pontant la cavité.

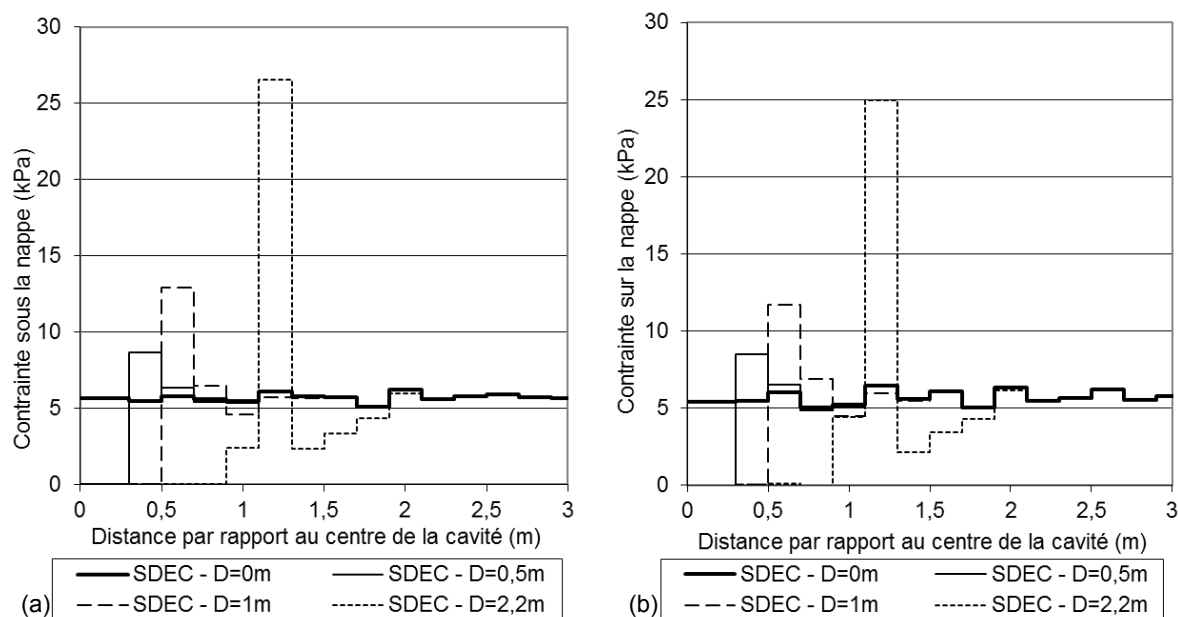


Figure 3-122 : Contrainte verticale sous (a) et sur (b) le renforcement géosynthétique à l'ouverture des cavités sur le plot 4

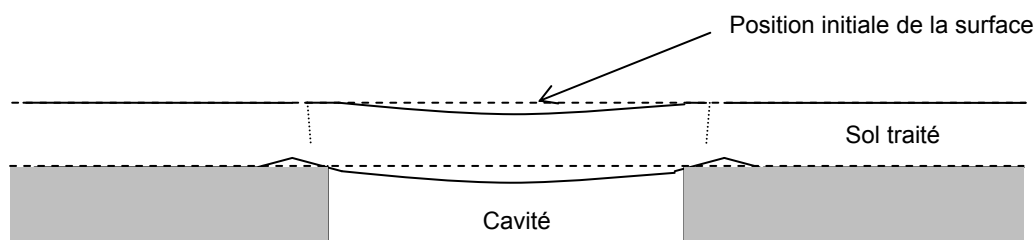


Figure 3-123 : Représentation schématique du comportement de la couche de sol traité au droit de la cavité (« dalle en flexion »)

3.3.3.4 Comportement du remblai lors de l'application d'une surcharge

Expérimentalement, le chargement est mis en œuvre par un effort vertical appliqué sur le plot à l'aide d'une dent de godet de pelle mécanique centrée sur une plaque métallique circulaire de diamètre 0,5 m (paragraphe 3.1.1.1). Numériquement, on cherche à se rapprocher de cette configuration expérimentale avec la définition d'une zone de chargement carrée de 0,5 m de côté (paragraphe 3.2.4.6).

La première phase des simulations numériques consiste à augmenter la charge jusqu'à rupture de la couche de sol traité. La seconde phase des simulations numériques consiste à poursuivre le chargement jusqu'à une surcharge de 4 t.

Expérimentalement et numériquement, il est vérifié que la couche de sol traité se rompt pour une surcharge d'une valeur approchant 1,7 à 1,8 t. La chute d'un bloc de sol traité sur le renforcement provoque alors une augmentation de la déflexion de surface de l'ordre de 0,1 m.

Comme on peut le constater sur la Figure 3-124a, les simulations numériques permettent, pour le plot 4, de reproduire relativement fidèlement les tassements de surface de la couche de sol traité renforcée sous l'action de la surcharge de 1,7 t. En revanche, on peut remarquer sur la Figure 3-124b que du point de vue de la déflexion de la nappe géosynthétique, les résultats expérimentaux et numériques ne coïncident pas vraiment du fait que les tassements verticaux à la base du remblai sont

moindres que ceux observés en surface. Cela peut être partiellement lié au fait que la précision des mesures expérimentales dépend fortement de la position du système de mesure, ici un distance-mètre laser monté sur un rail, et de toutes les imprécisions que cela comprend (position du rail, position du capteur, variabilité de la mesure liée à la taille des granulats de la grave 0/40 mm).

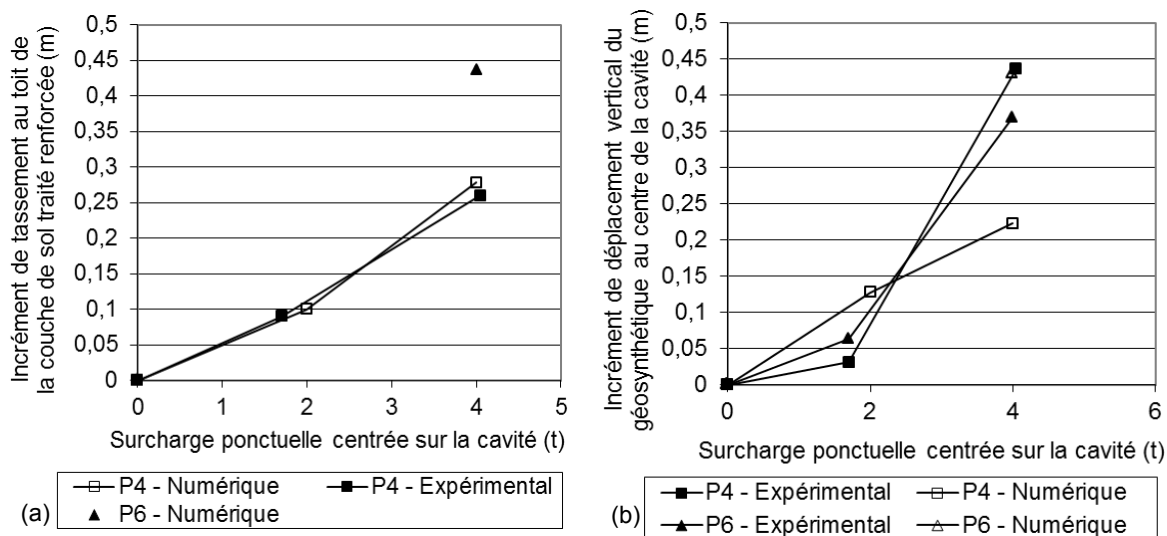


Figure 3-124 : Incrément de tassement en surface (a) et de déplacement vertical du géosynthétique (b) au centre de la cavité lors de l'application d'une surcharge sub-v verticale sur les plots 4 et 6

Numériquement (Figure 3-125a) on constate que le bloc effondré n'est pas un cylindre complet au droit de la cavité, mais qu'une partie du matériau de surface ne s'effondre pas et surplombe le matériau traité qui a chuté sur la nappe géosynthétique. Cet effet superficiel avait déjà été relevé lors de la réalisation des essais expérimentaux en vraie grandeur (paragraphe 3.1.5).

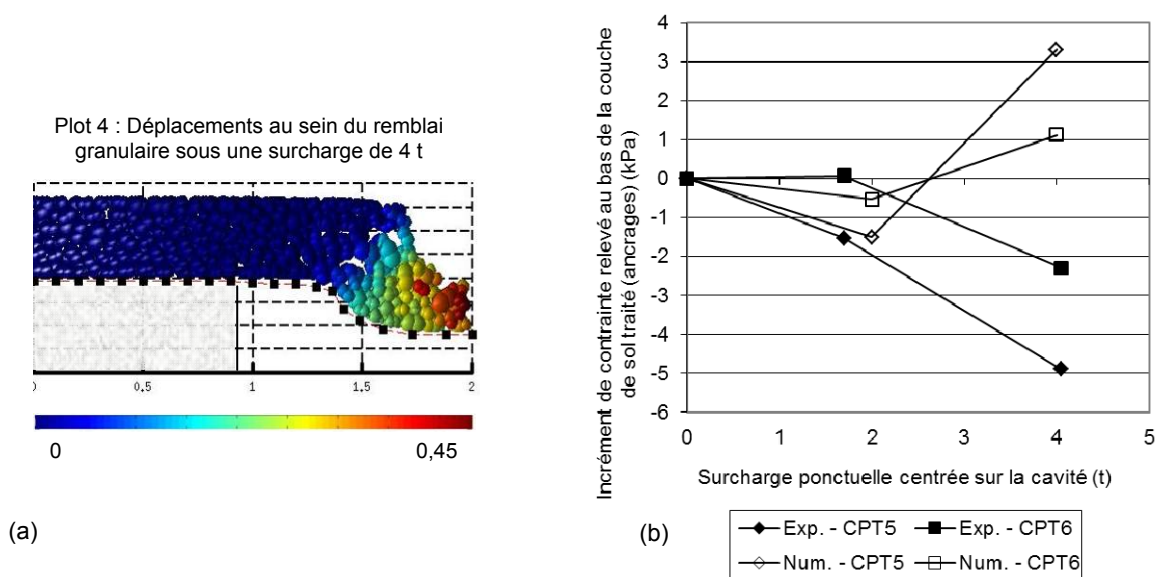


Figure 3-125 : Vue en coupe du modèle numérique pour une surcharge de 4 t (a) et incrément de contrainte verticale dû à l'application de la surcharge (b) sur le plot 4

Pour finir, la contrainte verticale sous la couche de sol traité mesurée expérimentalement (paragraphe 3.1.5.3) est comparée aux valeurs de contrainte verticale estimées numériquement sous la nappe géosynthétique. Sur le plot 4, on constate (Figure 3-125b) que les incréments de contrainte verticale numériques dus à une surcharge d'environ 2 t sont du même ordre de grandeur que ceux des capteurs de pression totale (CPT) considérés. On constate de plus une légère chute de contrainte sur le capteur CPT5, le plus proche du bord de la cavité, alors que le capteur CPT6, plus éloigné dans l'ancrage, est peu modifié. Cette chute de contrainte en bord de cavité serait due au fait que le poids de la dalle de sol traité au droit de la cavité ne repose plus sur les bords de la cavité.

Après chargement jusqu'à 4 t, en revanche, les résultats expérimentaux et numériques divergent fortement. Expérimentalement, la contrainte diminue, comme si la couche de sol traité se soulevait dans la zone d'ancrage suite à l'application de la surcharge. Numériquement, par contre, une augmentation de contrainte du même ordre de grandeur est trouvée, comme si le fait d'appliquer la surcharge de 4 t plaquait la nappe géosynthétique au droit des zones de mesure de contrainte verticale, une partie de la surcharge étant alors reportée vers l'ancrage.

3.3.3.5 Bilan des comparaisons sur les plots 4 et 6

Comme pour les plots sous remblai non cohésif, la combinaison des résultats expérimentaux et numériques permet une meilleure compréhension des mécanismes au sein d'une couche de sol traité renforcée pontant une cavité. Le caractère cohésif du matériau lui confère en effet un comportement de type « dalle en flexion » qui pontait la cavité lors de son ouverture, et se rompt de manière fragile lors de l'application d'une surcharge excédant 1,7 t.

3.3.4 Analyse critique des comparaisons numériques et expérimentales

Les comparaisons entre résultats expérimentaux et numériques effectuées aux paragraphes précédents permettent de souligner les lacunes des simulations numériques, ou leurs inadéquations avec la réalité expérimentale.

Une première réserve à émettre au sujet des comparaisons entre résultats expérimentaux et numériques concerne la différence de taille entre les granulats du remblai expérimental et les éléments discrets de la simulation numérique. La taille réelle des éléments discrets se rapproche en effet davantage des dimensions de galets. Cette différence est d'importance relative sur le plan du comportement en cisaillement du matériau, les paramètres microscopiques des contacts entre éléments discrets (frottement, cohésion) ayant été ajustés de manière à obtenir un comportement macroscopique équivalent à celui du matériau expérimental. Un essai triaxial numérique permet ainsi de retrouver les caractéristiques de frottement et de cohésion du matériau numérique, pour le comparer à celles du matériau expérimental. Ce principe de paramétrisation microscopique, suivi d'une caractérisation macroscopique, est un atout de la méthode aux éléments discrets par rapport aux modélisations continues. En effet, une fois la caractérisation macroscopique du matériau numérique réalisée, il est possible de valider son comportement sans faire appel à un ou plusieurs paramètres difficilement mesurables. En revanche, la relative grande taille des éléments discrets peut jouer un rôle lors des réarrangements entre particules. Des différences en termes d'état de compaction (lâche ou dense) et de foisonnement peuvent ainsi apparaître. A moins de reproduire exactement la forme et la taille des particules du remblai expérimental, ce qui reste peu réalisable en termes de capacité de mémoire et temps de calcul, il n'est pas possible de reproduire exactement le comportement en foisonnement du matériau expérimental.

La taille des granulats des matériaux numériques et expérimentaux pose de plus la question du ratio de taille des particules et du diamètre d'ouverture de la cavité. Les modèles numériques mis en place, notamment pour les maillages les plus fins, comportent un assez grand nombre de particules sur l'emprise de la cavité avec un ratio de taille des éléments discrets et du diamètre de cavité final proche des essais expérimentaux. En revanche, les modèles numériques au maillage plus grossier ne peuvent être utilisés pour de faibles diamètres d'ouverture de la cavité : le nombre d'éléments discrets au droit de la cavité est alors relativement restreint, et leurs réarrangements au droit de la cavité ne peuvent refléter la réalité expérimentale.

Par ailleurs, la question de la validation du comportement macroscopique du matériau numérique pose la question des paramètres microscopiques caractérisant les contacts entre éléments discrets du matériau. Ces paramètres de frottement et d'adhésion sont employés sans lien avec la réalité, avec pour seul but de tendre vers le comportement macroscopique souhaité. A petite échelle en revanche, il est probable que le comportement inter-granulaire microscopique modélisé ne reflète pas la réalité.

Ce défaut de paramétrisation concerne également la caractérisation du comportement à l'interface entre le sol et la nappe du modèle numérique. En effet, cette interface est notamment caractérisée par une raideur tangentielle du contact sol/géosynthétique, qui détermine les possibilités de déplacement relatif entre le sol et son renforcement. La calibration de la raideur tangentielle du contact sol/nappe, au même titre que l'évaluation du déplacement minimum U_0 de mobilisation du frottement maximum, n'est pas évidente car on ne dispose pas de mesures expérimentales sur le sujet. Les calibrations effectuées sur les modèles numériques restent basées sur des estimations et pourraient donc être

remises en question. Dans le cas des modélisations des plots expérimentaux, une possibilité de s'assurer de la pertinence de la calibration effectuée est la comparaison du comportement de la nappe géosynthétique numérique et expérimentale en zone d'ancrage, par exemple en déformation.

Enfin, une dernière remarque concerne les vitesses d'ouverture des cavités des simulations numériques. Ces vitesses sont calibrées de manière à atteindre un état d'équilibre quasi-statique à chaque étape d'ouverture de la cavité. En comparaison, l'ouverture des cavités lors des expérimentations s'effectue par paliers brutaux, sans l'assurance d'avoir atteint un état d'équilibre stabilisé avant de passer à l'étape d'ouverture suivante. Or les phénomènes de frottement et transferts de charge au sein du remblai semblent être des phénomènes relativement lents et étalés dans le temps si l'on considère les réajustements survenus sur les plots expérimentaux 20 jours après ouverture de la cavité. Cette différence de mode d'ouverture de la cavité numérique ou expérimentale, respectivement quasi-statique ou non contrôlé, peut également jouer un rôle dans les différences entre résultats numériques et expérimentaux.

3.4 Proposition d'optimisation des dimensionnements analytiques des cas de renforcements géosynthétiques sur cavités étudiés

3.4.1 Apports de l'analyse numérique et expérimentale pour le cas des remblais granulaires non cohésifs

3.4.1.1 *Forme de la distribution de contraintes sur la nappe géosynthétique au droit de la cavité*

Les travaux expérimentaux et numériques sur le thème des effondrements localisés ont permis de mettre en évidence différentes formes de distribution de contrainte verticale sur la nappe géosynthétique au droit de la cavité. En fonction de la géométrie considérée (rapport de la hauteur du remblai et du diamètre d'ouverture de la cavité), cette distribution de contrainte peut en effet plus ou moins uniforme ou de forme triangulaire inversée.

Les méthodes analytiques de dimensionnement d'un géosynthétique sur effondrement localisé tiennent déjà compte d'une distribution de contrainte uniforme sur le renforcement. Deux nouvelles géométries de distributions de contraintes sur la nappe géosynthétique sont proposées :

- Une distribution triangulaire, correspondant à un effondrement de matériau sur la nappe géosynthétique au centre de la cavité (Figure 3-126a) ;
- Une distribution triangulaire inversée, correspondant à un report des charges vers les bords de la cavité et un déchargement de la nappe au centre de la cavité (Figure 3-126b).

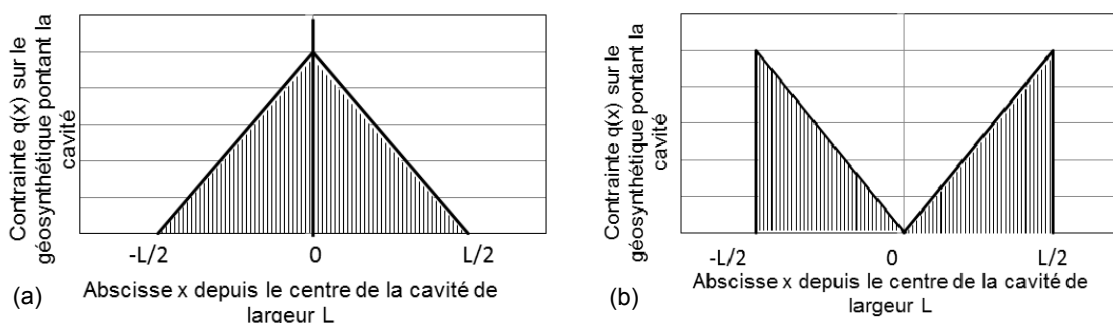


Figure 3-126 : Vue en coupe au droit de la cavité des distributions de contrainte triangulaire (a) et triangulaire inversée (b) sur la nappe géosynthétique

Le dimensionnement de la nappe géosynthétique est effectué dans le cas des tranchées ou des cavités circulaires (Figure 3-127) en considérant une bande géosynthétique de faible largeur centrée sur la cavité et orientée dans la direction du renforcement. Les contraintes $q(x)$ agissant sur la nappe sont définies à partir de la contrainte moyenne q_0 (Figure 3-128) et en fonction de la cavité considérée (cavité circulaire ou tranchée).

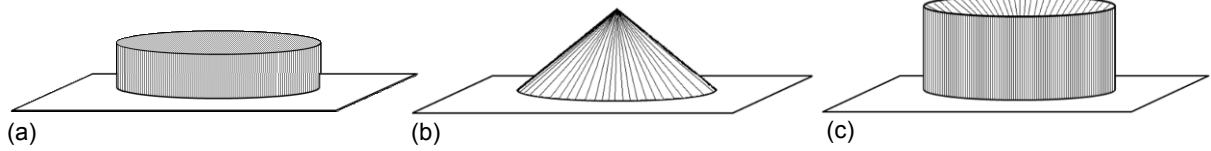


Figure 3-127 : Vue en trois dimensions des distributions de contrainte uniforme (a), triangulaire (b) et triangulaire inversée (c) sur la nappe géosynthétique au droit d'une cavité circulaire

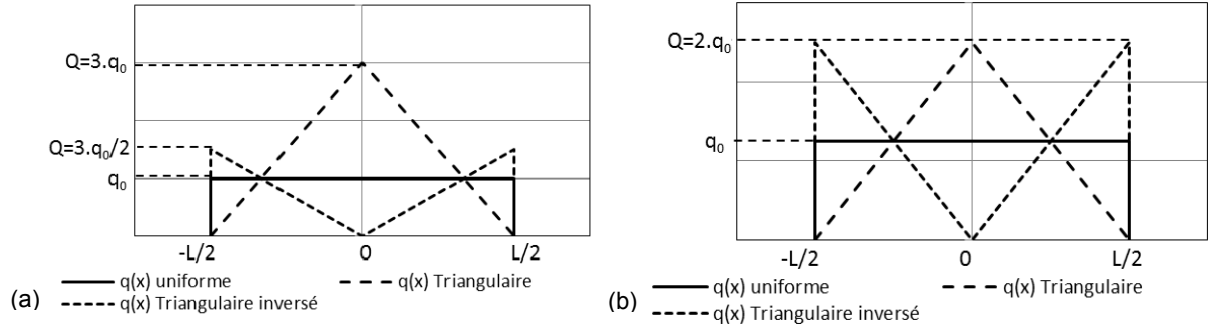


Figure 3-128 : Vue en coupe au droit de la cavité des distributions de contrainte étudiées pour le cas d'une cavité circulaire (a) ou d'une tranchée (b)

3.4.1.2 Intégration des nouvelles distributions de charge dans les méthodes de dimensionnement

Les développements suivants sont proposés afin d'intégrer les nouvelles distributions de charge $q(x)$ dans la méthode analytique la plus aboutie prenant en considération les déformations et le glissement du géosynthétique dans les zones d'ancrage (Villard et Briançon, 2008). Rappelons que l'équilibre des efforts sur un tronçon de nappe montre que la tension horizontale T_H dans le géosynthétique est constante et que le comportement en membrane du géosynthétique (paragraphe 2.4.1.1) est régi par l'équation :

$$\frac{d^2 z}{dx^2} = \frac{q(x)}{T_H} \quad \text{Eq. 3-4}$$

T_H est déterminée en résolvant l'équation 3-5 qui traduit le fait que l'élongation de la nappe géosynthétique peut être déterminée en considérant la différence des longueurs finales et initiales et les déplacements de l'ancrage, ou par sommation des déformations de la partie de la nappe située au-dessus de la cavité (paragraphe 2.4.1.1, équation 2-9).

$$U_A + \int_{x=0}^{x=L/2} \partial s - \frac{L}{2} = \int_{x=0}^{x=L/2} \varepsilon(x) \cdot \partial s \quad \text{Eq. 3-5}$$

Dans cette équation, il est tenu compte du glissement de la nappe en ancrage par le biais du déplacement U_A de la nappe au bord de la cavité (paragraphe 2.4.5.4, équation 2-52). De plus :

$$\int_{x=0}^{x=L/2} \partial s = \int_{x=0}^{x=L/2} \left[1 + \left(\frac{dz}{dx} \right)^2 \right]^{1/2} dx \quad \text{Eq. 3-6}$$

$$\int_{x=0}^{x=L/2} \varepsilon(x) \cdot \partial s = \frac{T_H}{J} \int_{x=0}^{x=L/2} \left(1 + \left(\frac{dz}{dx} \right)^2 \right) dx \quad \text{Eq. 3-7}$$

Une fois la valeur de T_H déterminée, on peut calculer les tensions dans la nappe :

$$T(x) = T_H \sqrt{1 + \left(\frac{dz}{dx} \right)^2} \quad \text{Eq. 3-8}$$

Le Tableau 3-32 synthétise les différents développements analytiques nécessaires au dimensionnement du renforcement géosynthétique au droit de la cavité pour les différentes distributions de contrainte proposées. On notera que l'expression définie par l'équation 3-6 est

déterminée par une intégration numérique pour les distributions triangulaires et triangulaires inversées. Dans ce tableau, les distributions de contrainte sur la nappe de forme triangulaire et triangulaire inversée sont définies en fonction de la valeur de contrainte Q .

Tableau 3-32 : Expressions des tensions, tension maximale et flèche maximale du renforcement géosynthétique au droit de la cavité pour les différentes distributions de charge sur la nappe géosynthétique au droit de la cavité

	Distribution uniforme	Distribution de forme triangulaire inversée	Distribution de forme triangulaire
Contrainte sur la nappe	$q(x) = q_0$	$q(x) = \frac{2Q}{L}x$	$q(x) = Q\left(\frac{2x}{L} - 1\right)$
Déformée	$z(x) = \frac{q_0.L}{2.T_H}\left(\frac{x^2}{L} - \frac{L}{4}\right)$	$z(x) = \frac{Q}{3.L.T_H}\left(x^3 - \frac{L^3}{8}\right)$	$z(x) = \frac{2.Q}{L.T_H}\left(\frac{L.x^2}{4} - \frac{x^3}{6}\right) - \frac{Q.L^2}{12.T_H}$
β	$\beta = \frac{q_0.L}{2.T_H}$	$\beta = \frac{Q.L}{4.T_H}$	$\beta = \frac{Q.L}{4.T_H}$
$\int_{x=0}^{x=L/2} \varepsilon(x).ds$	$\int_{x=0}^{x=L/2} \varepsilon(x).ds = \frac{q_0.L^2}{4.J}\left[\frac{1}{\beta} + \frac{\beta}{3}\right]$	$\int_{x=0}^{x=L/2} \varepsilon(x).ds = \frac{Q.L^2}{8.\beta.J}\left[1 + \frac{\beta^2}{5}\right]$	$\int_{x=0}^{x=L/2} \varepsilon(x).ds = \frac{Q.L}{4.\beta.J}\left[\frac{L}{2} + \left(\frac{4\beta}{L}\right)^2 \frac{L^3}{60}\right]$
$\int_{x=0}^{x=L/2} ds$	$\int_{x=0}^{x=L/2} ds = \frac{L}{4.\beta}\left[\beta\sqrt{1+\beta^2} + ArgSh(\beta)\right]$	Intégration numérique $\int_{x=0}^{x=L/2} ds = \int_{x=0}^{x=L/2} \left[1 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2\right] dx$	Intégration numérique $\int_{x=0}^{x=L/2} ds = \int_{x=0}^{x=L/2} \left[1 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2\right] dx$
Tensions	$T(x) = \frac{q_0.L}{2\beta}\sqrt{1 + \left[\frac{2x\beta}{L}\right]^2}$	$T(x) = \frac{QL}{4\beta}\sqrt{1 + \left[\frac{4\beta.x^2}{L^2}\right]^2}$	$T(x) = \frac{QL}{4\beta}\sqrt{1 + \left(\frac{4\beta}{L}\right)^2\left(\frac{x^2}{L} - x\right)^2}$
Tension maximale	$T_{\max} = \frac{q_0.L}{2\beta}\sqrt{1 + \beta^2}$	$T_{\max} = \frac{QL}{4\beta}\sqrt{1 + \beta^2}$	$T_{\max} = \frac{QL}{4\beta}\sqrt{1 + \beta^2}$
Flèche maximale	$F_{\max} = \frac{\beta L}{4}$	$F_{\max} = \frac{\beta L}{6}$	$F_{\max} = \frac{\beta L}{3}$

- Influence des formes de distribution de contrainte sur le comportement en membrane du géosynthétique sur le cas simple d'une tranchée

Les différentes formes de distribution de contrainte sur le géosynthétique au droit de la cavité sont comparées entre elles sur la Figure 3-129 dans le cas d'une tranchée de 2 m de large et en supposant que les frottements sont suffisamment forts pour éviter tout déplacement de la nappe dans les zones d'ancrage. Le calcul est effectué pour un remblai d'1 m de hauteur dont le matériau est caractérisé par un poids volumique de 15,5 kN/m³, un angle de frottement interne de 36°, une cohésion nulle, et un coefficient de foisonnement de 1,035. En base du remblai, le renforcement géosynthétique, renforcé dans une direction (perpendiculaire à celle de la tranchée), est caractérisé par une raideur en traction de 2988 kN/m.

Comme on peut le constater sur la Figure 3-129a, la géométrie de la distribution des contraintes modifie très clairement l'allure de la déformée du géosynthétique (principalement incurvée pour la charge triangulaire et fortement aplatie pour une répartition de charge triangulaire inversée).

Une distribution de contrainte uniforme engendre une déformée parabolique. Par comparaison, une distribution triangulaire des contraintes qui sollicite davantage la nappe en son centre conduit à des déplacements verticaux du géosynthétique au centre de la cavité logiquement plus importants. De plus, la pente du géosynthétique en bord de cavité est légèrement moins prononcée que pour le cas d'une distribution uniforme, la tension dans le géosynthétique étant alors plus importante (Figure 3-129b).

Une distribution de contrainte de forme triangulaire inversée, en revanche, décharge la nappe géosynthétique au centre de la cavité. L'allure de la déformée est fortement aplanie et le déplacement vertical du renforcement au centre de la cavité est donc moins important que dans le cas d'une distribution de contrainte uniforme (Figure 3-129a). En bord de cavité, le renforcement géosynthétique est davantage incliné, ce qui mène à une valeur de tension relativement moins élevée (Figure 3-129b).

Pour des charges totales similaires, les différences de comportement entre les différentes géométries de distribution de charge sont remarquables avec des écarts sur les déplacements verticaux allant jusqu'à 40%. Les tensions sont logiquement impactées, les valeurs les plus faibles étant obtenues pour les distributions de charge qui conduisent aux déplacements les plus faibles.

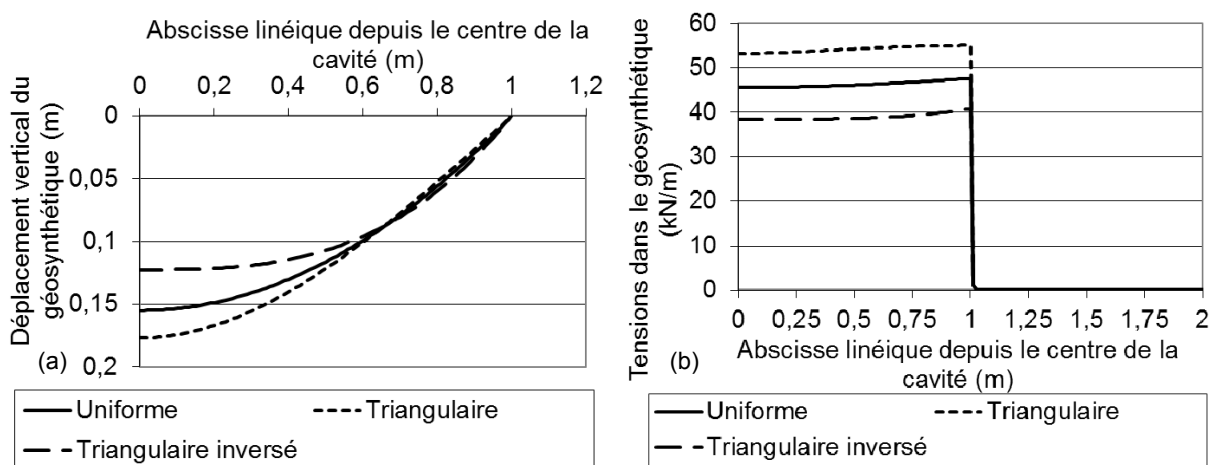


Figure 3-129 : Influence de la forme de la distribution de contrainte verticale sur le géosynthétique sur la déflexion (a) et les tensions (b) du renforcement – Cas d'une tranchée

- Influence des formes de distribution de contraintes sur le comportement en membrane du géosynthétique dans le cas d'une cavité circulaire

Les différentes géométries de distribution de contraintes sont comparées entre elles sur la Figure 3-130 sur la base des données expérimentales du plot 1. Rappelons que le dimensionnement de la nappe est effectué en considérant une bande géosynthétique de faible largeur centrée sur la cavité. Compte tenu du caractère axisymétrique des mécanismes de transfert de charges et du caractère monodirectionnel du renforcement, les différentes distributions de charge proposées conduisent à des charges totales différentes. Le calcul est effectué pour une cavité de 2,2 m de diamètre sous un remblai d'1 m de hauteur dont le matériau est caractérisé par un poids volumique de $15,5 \text{ kN/m}^3$, un angle de frottement interne de 36° , une cohésion nulle, et un coefficient de foisonnement de 1,035. En base du remblai, le renforcement géosynthétique est renforcé dans une direction avec une raideur de 2988 kN/m et des angles de frottement de 40° et 23° aux interfaces inférieur et supérieur. Il est de plus tenu compte du glissement en ancrage du géosynthétique.

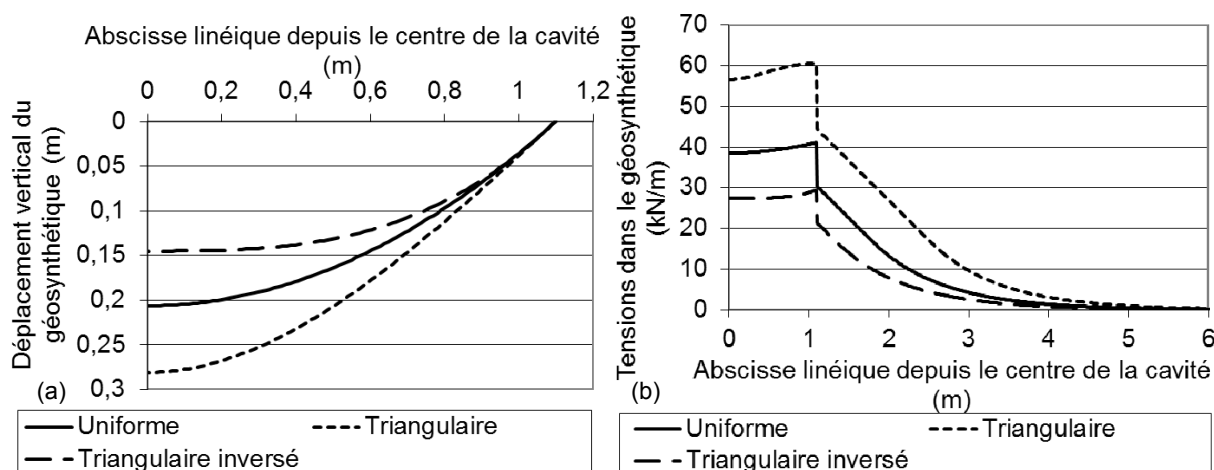


Figure 3-130 : Influence de la forme de la distribution de contrainte verticale sur le géosynthétique sur la déflexion (a) et les tensions (b) du renforcement – Plot 1

Comme pour le cas de la tranchée, la distribution de contrainte de forme triangulaire conduit à une déflexion et à des tensions plus importantes du géosynthétique que dans le cas de base d'une

distribution de contrainte uniforme. La longueur d'ancrage nécessaire à la dissipation par frottement des efforts de tension du géosynthétique est donc également plus élevée. A l'inverse, une distribution de contrainte de forme triangulaire inversée donne lieu à une déflexion et à des tensions relativement moins élevées. La longueur d'ancrage est donc également moins importante. Comparativement au cas de la tranchée, la prise en compte de la forme circulaire de la cavité a pour effet (du fait des différences sur les charges totales appliquées) d'amplifier les écarts de flèches et de tensions maximales obtenues par les différentes formes de distribution de contrainte.

3.4.2 Apports de l'analyse numérique et expérimentale pour le cas d'une couche de sol traité renforcée

Les méthodes de dimensionnement analytique usuelles sont définies pour le cas de remblais granulaires non cohésifs et ne reproduisent pas la déformée aplatie du renforcement géosynthétique obtenue par mesures expérimentales et simulations numériques (paragraphe 3.3.3.1). Une autre approche analytique est donc proposée qui suppose que les blocs effondrés lors de la rupture de la couche de sol traité ont une action ponctuelle sur la nappe géosynthétique.

Comme pour le cas d'un calcul en membrane (paragraphe 2.4.1.1), le dimensionnement de la nappe géosynthétique est effectué en considérant une bande géosynthétique de faible largeur centrée sur la cavité et orientée dans la direction du renforcement.

Le principe est de reporter le poids du bloc de sol effondré sur la nappe géosynthétique par le biais de deux efforts ponctuels verticaux P définis par mètre de largeur de la nappe géosynthétique (Figure 3-131). Le bloc effondré est considéré rigide et indéformable.

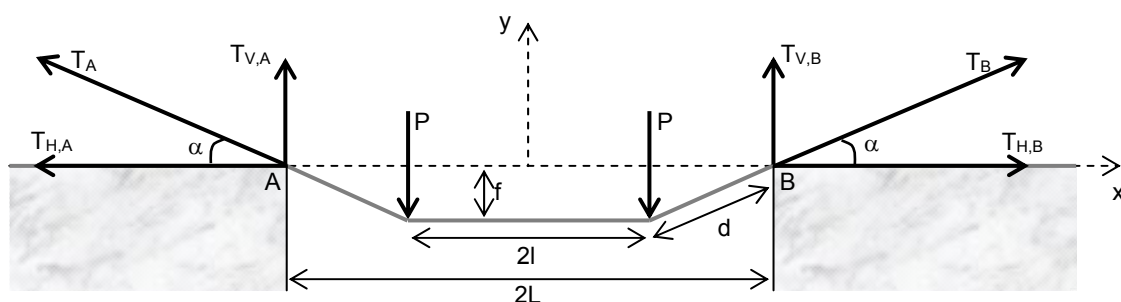


Figure 3-131 : Équilibre des efforts exercés sur la nappe géosynthétique au droit de la cavité (cas d'un bloc de sol traité cylindrique)

Le positionnement (l) et l'intensité de la charge (P) seront définis en fonction du type d'effondrement envisagé (en fonction de la hauteur du remblai, du diamètre de la cavité, de l'angle de diffusion et de la position de la surcharge).

Le calcul analytique du déplacement vertical maximal f du géosynthétique lors de la chute du bloc s'effectue alors selon les mêmes principes que pour le cas du calcul en membrane présenté en bibliographie (paragraphe 2.4.1.1).

L'équilibre des efforts horizontaux sur l'ensemble de la nappe géosynthétique au droit de la cavité donne :

$$T_{H,A} = T_{H,B} = T_H \quad \text{Eq. 3-9}$$

Ainsi la composante horizontale de tension du géosynthétique au droit de la cavité reste constante. L'équilibre des efforts verticaux permet quant à lui d'obtenir les valeurs des efforts de tension verticaux en tenant compte de la symétrie du profil choisi au droit du centre de la cavité :

$$T_{V,A} + T_{V,B} = 2P \quad \text{Eq. 3-10}$$

$$T_{V,A} = T_{V,B} = P \quad \text{Eq. 3-11}$$

Comme pour le cas d'un calcul en membrane (paragraphe 2.4.1.1), T_H est déterminée en résolvant l'équation suivante, en tenant compte du glissement du renforcement géosynthétique dans son ancrage.

$$U_A + \int_{x=0}^{x=L} \partial s - L = \int_{x=0}^{x=L} \varepsilon(x) \cdot \partial s \quad \text{Eq. 3-12}$$

Avec :

$$\int_{x=0}^{x=L} \partial s = l + d - L = (\sqrt{1 + \tan^2 \alpha} - 1)(L - l) \quad \text{Eq. 3-13}$$

$$\int_{x=0}^{x=L} \varepsilon(x) \cdot \partial s = \int_{x=0}^{x=L} \frac{T_H}{J} \left[1 + \left(\frac{dz}{dx} \right)^2 \right] dx \quad \text{Eq. 3-14}$$

Le calcul de l'intégrale des déformations du géosynthétique sur la longueur du renforcement s'effectue en deux parties : la longueur de géosynthétique entre le centre de la cavité et le point d'application de la force d'intensité P, et la longueur de renforcement entre le point d'application de l'effort et le bord de la cavité.

$$\int_{x=0}^{x=l} \varepsilon(x) \cdot \partial s = \frac{T_H}{J} l \quad \text{Eq. 3-15}$$

$$\int_{x=l}^{x=L} \varepsilon(x) \cdot \partial s = \frac{T_H}{J} (1 + \tan^2 \alpha)(L - l) \quad \text{Eq. 3-16}$$

Ainsi :

$$\int_{x=0}^{x=L} \varepsilon(x) \cdot \partial s = \frac{T_H}{J} [(1 + \tan^2 \alpha)(L - l) + l] \quad \text{Eq. 3-17}$$

Sachant que $\tan \alpha = \frac{T_{V,A}}{T_{H,A}} = \frac{T_{V,B}}{T_{H,B}} = \frac{P}{T_H}$, il s'agit alors de résoudre l'équation d'inconnue T_H :

$$U_A + \left(\sqrt{1 + \left(\frac{P}{T_H} \right)^2} - 1 \right) (L - l) = \frac{T_H}{J} \left[\left(1 + \left(\frac{P}{T_H} \right)^2 \right) (L - l) + l \right] \quad \text{Eq. 3-18}$$

Le comportement mécanique du géosynthétique au droit de la cavité est alors donné par les trois expressions suivantes :

$$f = \frac{P}{T_H} (L - l) \quad \text{Eq. 3-19}$$

$$T_A = T_B = T_H \sqrt{1 + \left(\frac{P}{T_H} \right)^2} \quad \text{Eq. 3-20}$$

$$\varepsilon_A = \frac{T_A}{J} \text{ et } \varepsilon_B = \frac{T_B}{J} \quad \text{Eq. 3-21}$$

3.5 Confrontation des résultats expérimentaux et numériques aux développements analytiques

Nous proposons dans cette partie d'évaluer la pertinence des méthodes analytiques proposées dans la littérature ou dans le cadre de ce travail (paragraphe 3.4) en fonction des résultats expérimentaux en vraie grandeur et des résultats des simulations numériques, et ce pour les remblais granulaires puis pour les remblais en graves traités. On utilisera en règle générale les résultats du modèle numérique comme base de comparaison principalement lorsque les données expérimentales font défaut.

3.5.1 Remblais granulaires non cohésifs en grave roulée 20/40 mm

3.5.1.1 Contrainte verticale moyenne sur la nappe géosynthétique au droit de la cavité

On s'intéresse ici à l'évolution de la contrainte verticale moyenne agissant sur la nappe au droit de la cavité lors de son ouverture. Numériquement, cette contrainte est définie comme le rapport entre la somme des efforts verticaux reportés sur le géosynthétique au droit de la cavité par la section de la cavité. Les résultats obtenus pour les plots 1 et 3 à partir du matériau numérique M1 (remblai d'1m de haut, de poids volumique 15,5 kN/m³ et d'angle de frottement interne 36°) sont présentés sur la Figure 3-133. Logiquement les contraintes augmentent au fur et à mesure de la formation de la cavité compte tenu des diminutions de reports de charge constatés. La valeur de la contrainte moyenne sur la nappe ne semble pas fortement influencée par le type de renforcement géosynthétique (GtxA et GtxB) dont les raideurs diffèrent notablement d'un plot à l'autre.

Les courbes de contraintes numériques sont bruitées en raison du caractère discret du remblai numérique et des interactions ponctuelles entre les éléments de remblai et la nappe géosynthétique. Par ailleurs, le découpage sous forme triangulaire des éléments de nappe ne concordant pas exactement avec la délimitation circulaire de la cavité, il est possible que certains éléments de nappe chevauchent le bord de la cavité et soient amenés à légèrement pivoter, et à se soulever en ancrage. Ce comportement non parfaitement maîtrisable peut également mener à des imprécisions ou oscillations sur l'estimation de la contrainte verticale moyenne sur la nappe au droit de la cavité.

Les valeurs des contraintes numériques sont confrontées aux résultats de calcul obtenus en utilisant les méthodes analytiques présentées au paragraphe 2.4.2 traitant de l'effet voûte : Terzaghi (1943), Handy (1985), Vardoulakis et al. (1981) (avec les hypothèses de Coulomb ou de Roscoe), Marston et Anderson (1913). En-dehors de la formulation de Marston et Anderson, ces méthodes s'appuient sur la formulation de Terzaghi en y proposant une modification du coefficient de poussée des terres. Une formulation utilisant le coefficient de butée K_p est également proposée à titre comparatif.

Enfin, on considère également le cas de la contrainte verticale moyenne sur la nappe au droit de la cavité estimée à partir d'une adaptation du modèle de reports de charge hémisphérique prenant en compte les reports de charges agissant au droit d'une cavité circulaire sur la surface située directement sous les hémisphères (Annexe A1). Cette formulation aboutit à une distribution de contraintes de géométrie d'allure triangulaire inversée qui découle de l'équilibre d'hémisphères concentriques qui se développent au sein du remblai (Figure 3-132). Pour un remblai de hauteur H donné, la contrainte verticale σ_θ agissant à la base du remblai est selon cette hypothèse définie par :

$$\sigma_\theta = P_{3D} R^{2(K_p-1)} + Q_{3D} R \quad \text{Eq. 3-22}$$

Avec :

$$P_{3D} = \gamma \cdot K_p \cdot (H)^{2-2K_p} \times H \times \left(1 - \left(\frac{2K_p - 2}{2K_p - 3} \right) \right) \quad \text{Eq. 3-23}$$

$$Q_{3D} = \gamma \cdot \frac{K_p}{2K_p - 3} \quad \text{Eq. 3-24}$$

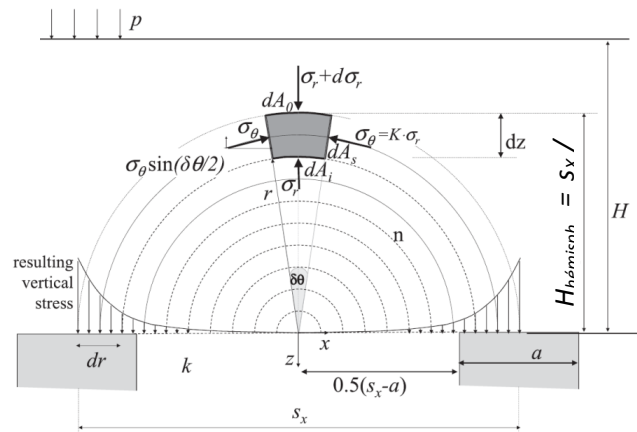


Figure 3-132 : Distribution triangulaire inversée induite par le mécanisme de reports de charges par hémisphères concentriques (Van Eekelen et al., 2013)

La force totale agissant sur la section de nappe située au droit de la cavité s'écrit après intégration :

$$F_0 = \frac{\pi \cdot P_{3D} \cdot R^{2Kp}}{Kp} + \frac{2}{3} \pi Q_{3D} R^3 \quad \text{Eq. 3-25}$$

On en déduit la contrainte moyenne q_0 agissant sur la nappe au droit de la cavité. On fera remarquer que cette formulation, sous sa forme actuelle, s'appliquera uniquement dans les cas où la hauteur du remblai est supérieure à $D/2$.

Les résultats numériques de la contrainte verticale moyenne sur la nappe au droit de la cavité et ceux déduits des méthodes analytiques sont présentés sur la Figure 3-133. Comme on peut le constater, les méthodes analytiques existantes donnent, dans l'ensemble et pour le cas d'étude considéré, une estimation de la contrainte verticale moyenne sur la nappe au-dessus de la cavité supérieure au résultat des simulations numériques. Les méthodes de Terzaghi (1943), Handy (1985) et Vardoulakis et al. (1981) avec hypothèse de Coulomb ont tendance à surestimer la contrainte moyenne sur la nappe au droit de la cavité. La méthode de Marston et Anderson (1913) constituerait quant à elle une fourchette haute de l'estimation de la contrainte moyenne sur la nappe. Pour ce cas d'étude, seule la méthode analytique de Vardoulakis et al. (1981) considérée avec l'hypothèse de Roscoe permet d'approcher les résultats numériques de manière relativement pertinente quel que soit la taille de la cavité. Enfin, l'adaptation du modèle hémisphérique de reports de charge permet d'obtenir pour ce cas d'étude et de faibles rayons de cavité (inférieurs à 0,8 m) une bonne approximation des résultats numériques de la contrainte verticale moyenne agissant sur la nappe.

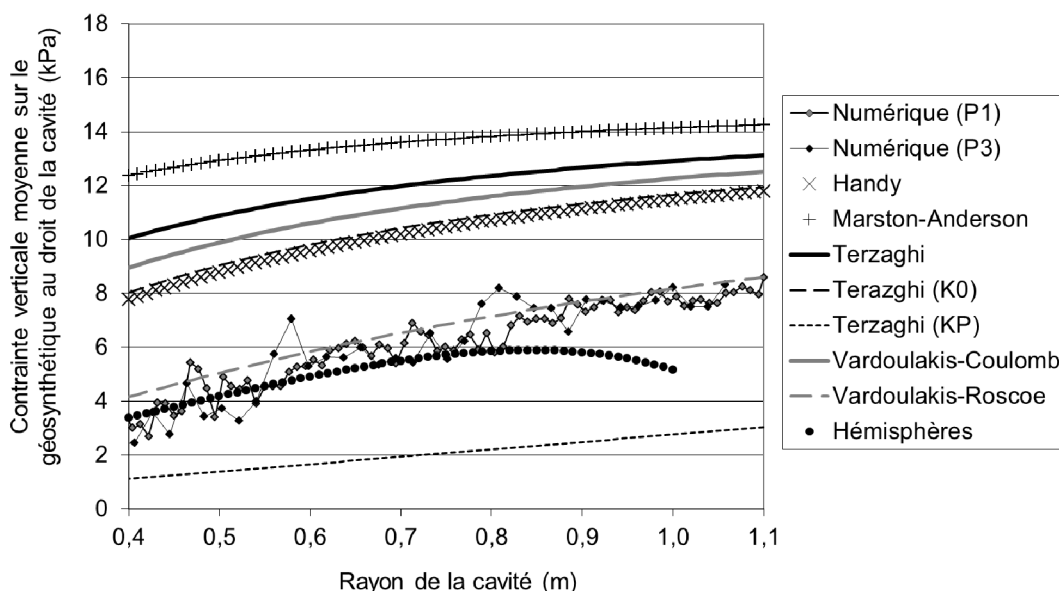


Figure 3-133 : Comparaisons analytiques et numériques de la contrainte verticale moyenne sur la nappe au droit d'une cavité circulaire (cas des plots expérimentaux 1 et 3)

En termes de report de charges on retiendra que deux approches sont cohérentes avec les résultats numériques, l'approche de Vardoulakis et al. (1981) avec l'hypothèse de Roscoe et le modèle hémisphérique associé à une géométrie de distribution de contraintes de forme plutôt triangulaire inversée. Ces deux modèles, dont on rappelle les équations de base ci-dessous pour le cas d'une cavité de diamètre D sous un remblai de hauteur H , cohésion C et angle de frottement interne ϕ sous une surcharge p (Tableau 3-33), seront utilisés par la suite pour des comparaisons avec les résultats expérimentaux.

Tableau 3-33 : Equations de base des modèles analytiques proposés sur la nappe géosynthétique pontant une cavité de faible diamètre (0,75 ou 1,25 m)

	Cavités de faible diamètre (D = 0,75 et 1,25 m)	Cavités de diamètre élevé (D = 2,2 m)
Modèle de reports de charges	Hémisphères (inspiré de Van Eekelen et al., 2013)	Vardoulakis et al. (1981) Hypothèse de Roscoe
Contrainte moyenne sur la nappe pontant la cavité	$q_0 = \left(\frac{\gamma H + p}{\gamma H} \right) \left[\frac{\pi \cdot P_{3D} \cdot R^{2Kp}}{Kp} + \frac{2}{3} \pi Q_{3D} R^3 \right] / \left[\pi R^2 \right]$	$q_0 = \frac{D \left(\gamma - \frac{4c}{D} \right)}{4K_{V2} \tan \phi} \left(1 - e^{-K \tan \phi \frac{4z}{D}} \right) + p e^{-K \tan \phi \frac{4z}{D}}$
Contrainte sur la nappe	Distribution de forme triangulaire inversée	Distribution uniforme
	$q(x) = \frac{2Q}{L} x \text{ avec } Q = \frac{3}{2} q_0$	$q(x) = q_0$
Déformée	$z(x) = \frac{Q}{3 \cdot L \cdot T_H} \left(x^3 - \frac{L^3}{8} \right)$	$z(x) = \frac{q_0 \cdot L}{2 \cdot T_H} \left(\frac{x^2}{L} - \frac{L}{4} \right)$
β	$\beta = \frac{Q \cdot L}{4 \cdot T_H}$	$\beta = \frac{q_0 \cdot L}{2 \cdot T_H}$
$\int_{x=0}^{x=L/2} \varepsilon(x) \cdot \partial s$	$\int_{x=0}^{x=L/2} \varepsilon(x) \cdot \partial s = \frac{Q \cdot L^2}{8 \cdot \beta \cdot J} \left[1 + \frac{\beta^2}{5} \right]$	$\int_{x=0}^{x=L/2} \varepsilon(x) \cdot \partial s = \frac{q_0 \cdot L^2}{4 \cdot J} \left[\frac{1}{\beta} + \frac{\beta}{3} \right]$
$\int_{x=0}^{x=L/2} \partial s$	Intégration numérique $\int_{x=0}^{x=L/2} \partial s = \int_{x=0}^{x=L/2} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{dz}{dx} \right)^2} \right] dx$	$\int_{x=0}^{x=L/2} \partial s = \frac{L}{4 \cdot \beta} \left[\beta \sqrt{1 + \beta^2} + ArgSh(\beta) \right]$
Tensions	$T(x) = \frac{QL}{4\beta} \sqrt{1 + \left[\frac{4\beta \cdot x^2}{L^2} \right]^2}$	$T(x) = \frac{q_0 L}{2\beta} \sqrt{1 + \left[\frac{2x\beta}{L} \right]^2}$
Tension maximale	$T_{\max} = \frac{QL}{4\beta} \sqrt{1 + \beta^2}$	$T_{\max} = \frac{q_0 L}{2\beta} \sqrt{1 + \beta^2}$
Flèche maximale	$F_{\max} = \frac{\beta L}{6}$	$F_{\max} = \frac{\beta L}{4}$

3.5.1.2 Comparaison des dimensionnements analytiques et des simulations numériques sur les différentes étapes d'ouverture de la cavité (plot 1)

Les différents modèles analytiques seront confrontés aux résultats du calcul numérique obtenus pour simuler les expérimentations en vraie grandeur (plot 1). On rappelle que le géosynthétique a une seule direction de renforcement, que l'effondrement affecte le cylindre de sol au droit de la cavité, et qu'il est tenu compte du foisonnement du matériau. Les principaux paramètres de dimensionnement analytique sont synthétisés dans le Tableau 3-34.

Les dimensionnements analytiques effectués sont définis en cohérence avec les reports de charge et formes de distribution de contrainte sur le géosynthétique validés au paragraphe précédent. Ainsi, plusieurs modèles de reports de charge sont testées et comparées à titre indicatif aux résultats de la méthode analytique de Villard et Briançon (2008) basée sur une répartition uniforme des contraintes selon les principes énoncés par Terzaghi (1943) :

- L'approche de Vardoulakis et al. (1981) avec l'hypothèse de Roscoe, testée pour des formes de distribution de contrainte triangulaire inversée (faibles diamètres de cavités) ou uniformes (cavité de 2,2 m de diamètre) ;
- Le report de charges par voûtes hémisphériques inspiré de Van Eekelen et al. (2013), uniquement et logiquement associé à une distribution de contrainte de forme triangulaire inversée.

Les résultats des dimensionnements analytiques effectués pour chaque étape d'ouverture de la cavité du plot 1 sont comparés aux résultats expérimentaux, ou le cas échéant aux résultats des simulations numériques, dont la conformité aux résultats expérimentaux est vérifiée au paragraphe 3.3.

Tableau 3-34 : Hypothèses de calcul des dimensionnements analytiques

Cavité	Diamètre	2,2
Remblai	Matériau	Grave 20/40 mm
	Hauteur (m)	1
	Poids volumique (kN/m ³)	15,5
	Angle de frottement interne (°)	36
	Cohésion (kPa)	0
	Facteur de foisonnement	1,035
Géosynthétique 1	Raideur à 3% de déformation (kN/m)	2988
	Angle de frottement avec le sol à l'interface supérieure (°)	23
	Angle de frottement avec le sol à l'interface inférieure (°)	40
Géosynthétique 2	Raideur à 3% de déformation (kN/m)	Non linéaire
	Angle de frottement avec le sol à l'interface supérieure (°)	30 (arbitraire)
	Angle de frottement avec le sol à l'interface inférieure (°)	30 (arbitraire)
Hypothèses de calcul	Déplacement minimal de mobilisation du frottement maximum (m)	0,005
Essai de chargement	Surcharge de remblaiement (t)	0,53 (plot 1) 0,97 (plot 3)
	Surcharge appliquée en tête de remblai	1 t

- Cas d'une cavité de 0,75 m de diamètre

La comparaison des déflexions analytiques et numérique de la nappe géosynthétique (dans l'axe de la cavité) confirme la pertinence de l'hypothèse d'une répartition de contrainte verticale de forme triangulaire inversée sur le géosynthétique au droit de la cavité de 0,75 m de diamètre (Figure 3-134a). L'amplitude et la forme des courbes des déplacements verticaux du renforcement calculés par une distribution triangulaire inversée sont en effet proches des résultats numériques.

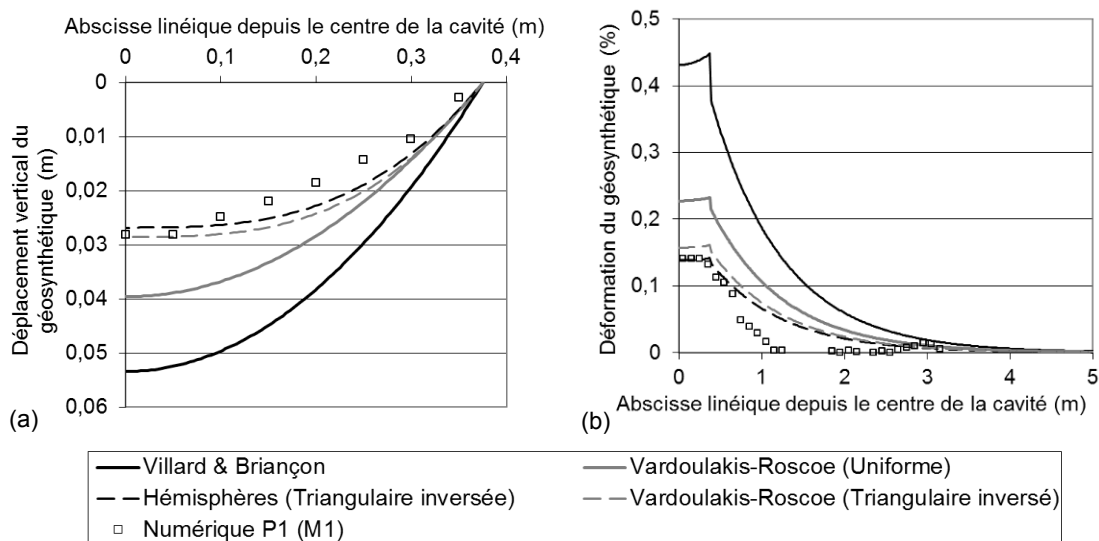


Figure 3-134 : Comparaison des méthodes de dimensionnements analytiques et des simulations numériques – Flèche (a) et déformations (b) du géosynthétique pour une cavité de 0,75 m de diamètre (plot 1)

La comparaison des déformations de la nappe géosynthétique données par les modèles analytiques et par le modèle numérique permet d'aboutir aux mêmes conclusions (Figure 3-134b). En revanche, une différence subsiste en zone d'ancrage, où la dissipation des efforts de tension numériques s'effectue sur une longueur d'ancrage plus courte (0,9 m) que dans la méthode analytique (2,7 m). Ceci peut être dû à la distribution de contrainte analytique uniforme sur le géosynthétique en zone d'ancrage, qui ne tient pas compte de la localisation des reports de charge en bord de cavité constatés numériquement.

- Cas d'une cavité de 1,25 m de diamètre

Lorsque le fontis s'élargit à 1,25 m de diamètre, l'utilisation d'une distribution de contrainte de forme triangulaire inversée sur le géosynthétique n'est pas optimale et ce quel que soit le modèle analytique utilisé (Figure 3-135). Une meilleure approximation des résultats numériques est obtenue avec la méthode de Vardoulakis et al. (1981) avec l'hypothèse de Roscoe pour une distribution de contrainte uniforme sur la nappe au droit de la cavité. Les résultats analytiques et numériques sont alors relativement proches en termes de déplacement vertical et de déformation du géosynthétique.

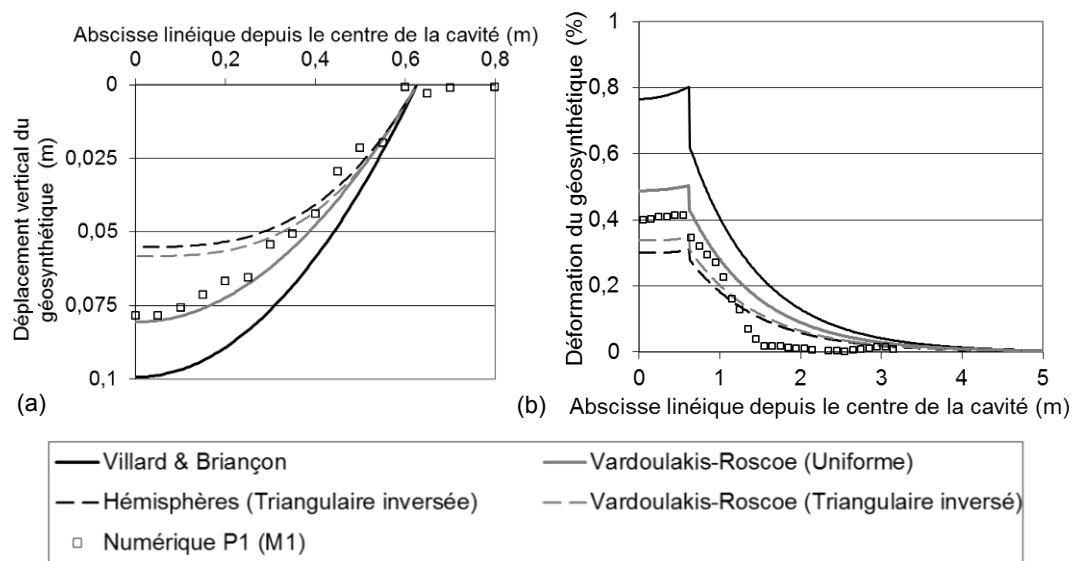


Figure 3-135 : Comparaison des méthodes de dimensionnements analytiques et des simulations numériques – Flèche (a) et déformations (b) du géosynthétique pour une cavité de 1,25 m de diamètre (plot 1)

- Cas d'une cavité de 2,2 m de diamètre

Comme on l'a fait remarquer précédemment (paragraphe 3.2), après ouverture complète du fontis à 2,2 m de diamètre, il se produit une modification de la forme de distribution de contrainte sur la nappe géosynthétique pontant le vide qui redevient relativement uniforme. Dans ce contexte, il paraît logique que les méthodes analytiques (Villard et Briançon, 2008 ; Vardoulakis et al., 1981 avec hypothèse de Roscoe) qui utilisent une distribution de contrainte uniforme approchent au mieux les résultats de flèche et de déformation numériques du géosynthétique (Figure 3-136). Parmi les méthodes analytiques étudiées, celle de Vardoulakis et al. (1981) associée à l'hypothèse de Roscoe permet une meilleure approximation des résultats numériques à la fois en zone d'ancrage et au droit de la cavité.

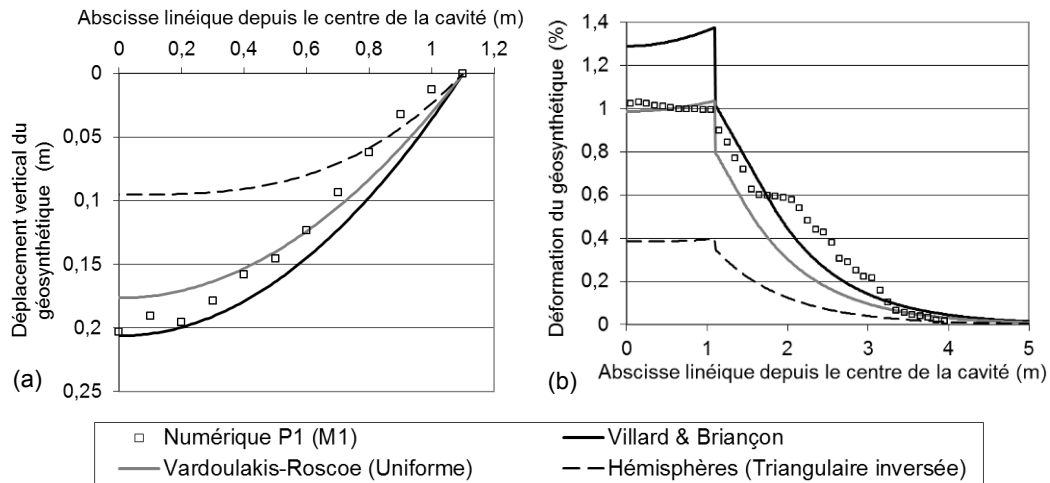


Figure 3-136 : Comparaison des dimensionnements analytiques et simulations numériques « Fontis » – Flèche (a) et déformations (b) du géosynthétique pour une cavité de 2,2 m de diamètre (plot 1)

3.5.1.3 Comparaison des dimensionnements analytiques et des simulations numériques pour un mode d'ouverture de type trappe

Les simulations numériques effectuées précédemment en considérant un mode d'ouverture de la cavité de type trappe ont permis de mettre en évidence que la distribution de contrainte sur la nappe au droit de la cavité est de forme triangulaire inversée sur ce type de simulation (paragraphe 3.2.3.2). On souhaite, par comparaison des résultats numériques et analytiques (Figure 3-137), montrer que les développements analytiques proposés restent adaptés à ce mode d'ouverture de la cavité. Comme on peut le constater, l'hypothèse d'une distribution uniforme des contraintes (Villard et Briançon, 2008) ne permet pas d'approcher avec exactitude les déflexions et déformations obtenues par les simulations numériques. En revanche, l'utilisation de la méthode analytique de transfert de charges de Vardoulakis et al. (1981) avec hypothèse de Roscoe associé à une distribution de contrainte de forme triangulaire inversée sur le géosynthétique permet d'approcher les résultats numériques de manière convaincante (Figure 3-137). Il en résulte que pour le cas d'une trappe, la distribution de contrainte verticale sur la nappe géosynthétique pontant la cavité est bien de forme triangulaire inversée. On note cependant que la formulation hémisphérique inspirée de Van Eekelen et al. (2013) n'est pas utilisée car formulée pour des diamètres de cavité inférieurs à H/D , ce qui n'est plus le cas ici.

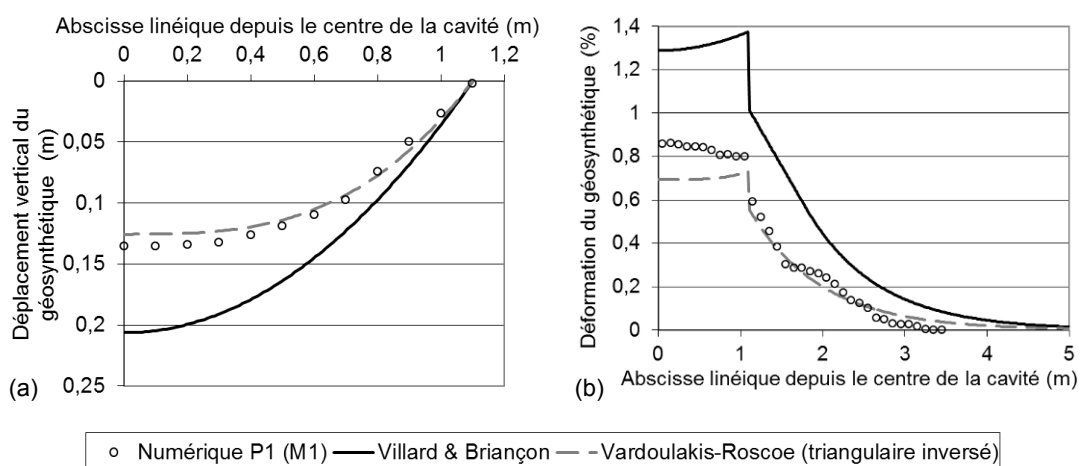


Figure 3-137 : Comparaison des dimensionnements analytiques et simulations numériques de type Trappe – Flèche (a) et déformations (b) du géosynthétique pour une cavité de 2,2 m de diamètre (plot 1)

3.5.1.4 Conclusions sur les comparaisons effectuées à l'ouverture de la cavité

Les simulations numériques et dimensionnements analytiques effectués sur le cas du plot expérimental n°1 permettent de confirmer la pertinence de la valeur et de la forme de la distribution de contrainte sur la nappe géosynthétique pontant la cavité.

Les observations sont effectuées en fonction du mode d'ouverture de la cavité et en regard du rapport H/D de la hauteur du remblai H et du diamètre D de la cavité.

Pour un mode d'ouverture de type Fontis et un diamètre de cavité de 0,75 m soit un rapport H/D élevé ($H/D = 1,33$), la distribution de contrainte sur la nappe pontant le vide prend une forme triangulaire inversée. La contrainte moyenne à cet endroit est quant à elle estimée au mieux par les méthodes de reports de charges par voûtes hémisphériques inspirée de Van Eekelen et al. (2013) ou de Vardoulakis et al. (1981) avec l'hypothèse de Roscoe.

Enfin, pour les états intermédiaires d'une cavité de 1,25 m de diamètre ($H/D = 0,8$) et pour une cavité de 2,2 m de diamètre formée par une procédure « Fontis », soit un rapport H/D faible ($H/D = 0,45$), la distribution de contrainte sur la nappe pontant le vide est uniforme. Cette fois-ci, la méthode de transfert de charges retenue est celle de Vardoulakis et al. (1981) avec l'hypothèse de Roscoe.

Dans le cas où la cavité de 2,2 m de diamètre est formée par abaissement d'une trappe, la distribution de contrainte sur le géosynthétique pontant la cavité est de forme triangulaire inversée. De plus, la valeur de la contrainte moyenne sur le géosynthétique au droit de la cavité est estimée au mieux par l'approche de Vardoulakis et al. (1981) avec l'hypothèse de Roscoe. La méthode de transferts de charges par hémisphères concentriques ne s'applique plus en raison du diamètre important de la cavité.

Dans tous les cas, la méthode de Villard et Briançon (2008) utilisant la formulation des reports de charge de Terzaghi (1943) constitue une enveloppe supérieure des déformations numériques du géosynthétique. Cette méthode analytique va donc dans le sens de la sécurité.

En regard des résultats obtenus pour les différents diamètres de cavités, on peut retenir les principes de dimensionnement suivants dans le cas de cavité étudiée :

- Si $H/D \leq 1$ dans le cas d'un fontis : la charge sur la nappe est estimée par la méthode de Vardoulakis et al. (1981) avec l'hypothèse de Roscoe, et la distribution de contrainte sur la nappe pontant le vide est uniforme.
- Si $H/D > 1$ dans le cas d'un fontis : la méthode de transfert de charge par hémisphères concentriques inspirée de Van Eekelen et al. (2013) ou la méthode de Vardoulakis et al. (1981) avec hypothèse de Roscoe permet d'obtenir la charge sur la nappe au droit de la cavité. La distribution de contrainte à cet endroit est de forme triangulaire inversée ;
- Si $H/D < 1$ dans le cas d'une trappe : la méthode de Vardoulakis et al. (1981) avec hypothèse de Roscoe s'applique pour une distribution de contrainte de forme triangulaire inversée.

3.5.1.5 Cas d'une surcharge : comparaison expérimentales et analytiques lors des essais de circulation

Il s'agit ici de voir dans quelle mesure il est possible d'utiliser les formules de dimensionnement dans le cas de l'application d'une surcharge et d'en déduire quelle distribution de contraintes sur la nappe est la plus appropriée (uniforme, triangulaire ou triangulaire inversée). Ces développements sont appliqués aux expérimentations du plot 1. On rappelle qu'après ouverture de la cavité sur le plot 1, et avant l'essai de surcharge, la déflexion de surface est comblée par du matériau tout-venant pour un poids estimé de 0,53 t. La surcharge de circulation est alors appliquée par le biais d'une petite pelle mécanique de 2 t, dont une chenille est centrée sur la cavité. La surcharge au droit de la cavité due à la pelle mécanique est donc d'1 t, ce qui porte la surcharge totale au-dessus de la cavité à 1,53 t. L'hypothèse d'une surcharge uniforme conduit à l'application d'un accroissement de contrainte de 3,95 kPa.

Plusieurs distributions de charge ont été testées même si l'on peut penser que dans le cas des essais de circulation, la surcharge ponctuelle a pour effet de rajouter une contrainte sur la nappe vers le centre de la cavité. Une distribution de contrainte de forme triangulaire sur le géosynthétique semble donc plus probable. Dans tous les cas testés, la même géométrie de distribution de charge a été appliquée que ce soit pour la contrainte due au poids propre du remblai ou pour la surcharge. A titre

indicatif, l'application de la formulation de Terzaghi permet d'estimer les valeurs de contraintes agissant sur la nappe au droit de la cavité et les reports de charge, soit :

- Juste après ouverture de la cavité : une contrainte verticale uniforme de 13,1 kPa sur la nappe pontant le vide, soit un report de charge de 15,5 % ;
- Après application de la surcharge : une contrainte verticale uniforme de 15,9 kPa sur la nappe pontant le vide, soit un report de charge total de 18,3 %. Si l'on considère uniquement le report de charge due à la surcharge, celui-ci est de 29,1 %.

La comparaison des déflexions du géosynthétique mesurées expérimentalement au distance-mètre laser aux résultats numériques et analytiques (Figure 3-138) montre que les méthodes analytiques prenant en compte une distribution de contrainte sur la nappe de forme triangulaire permettent d'approximer au mieux les résultats numériques et expérimentaux. Cela reste cohérent avec le fait d'appliquer une surcharge au droit du centre de la cavité, qui déstructure les reports de charge préexistants et modifie la forme de la distribution de contrainte sur le géosynthétique.

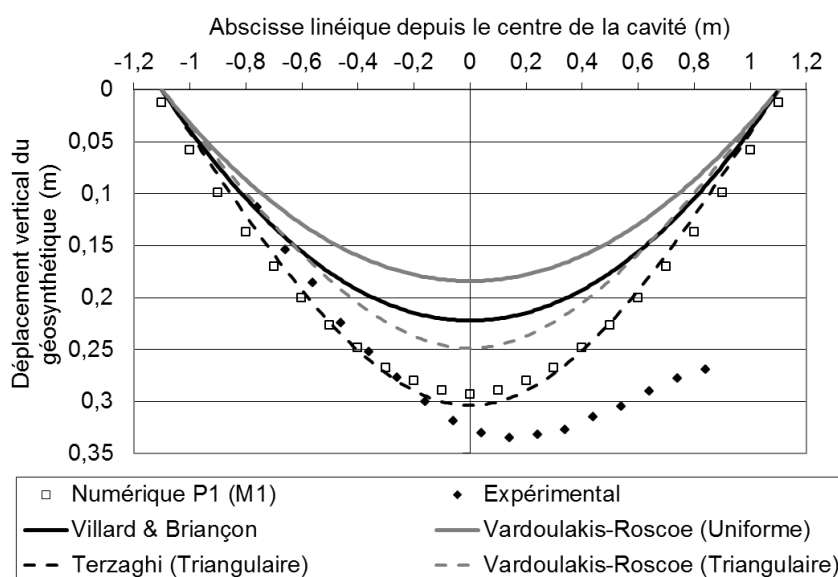


Figure 3-138 : Comparaison des résultats expérimentaux, numériques et analytiques de déflexion de la nappe lors des essais de circulation sur le plot 1

3.5.1.6 Cas d'un renforcement géosynthétique non linéaire

Comme pour le plot 1, les déplacements verticaux et déformations du géosynthétique obtenus numériquement lors de l'ouverture du fontis de 2,2 m de diamètre sur le plot 3 et suite aux essais de traficabilité sont comparés aux résultats de différents dimensionnements analytiques respectivement sur les Figure 3-139 et Figure 3-140. Pour prendre en compte le caractère non linéaire du géosynthétique il est nécessaire de procéder de manière itérative de sorte que la raideur du géosynthétique soit en accord avec les déformations et que les tensions et déformations maximales soient bien sur la courbe de traction expérimentale du renforcement non linéaire. Malheureusement, une seule raideur étant utilisée dans les formulations analytiques, la correspondance entre tensions et déformations ne pourra pas être totale en tout point de la nappe. En pratique, la raideur analytique est calculée pour le point en bord de cavité où le géosynthétique est le plus sollicité en tensions et déformations. Cette raideur n'est plus valable en ancrage, où le taux de déformation est bien moindre.

Les résultats obtenus après ouverture de la cavité à 2,2 m de diamètre sont présentés sur la Figure 3-139. Comme pour le plot 1, la distribution de charge uniforme permet d'approcher les résultats numériques et expérimentaux de flèche et de déformation au droit de la cavité. Cette remarque est valable pour une estimation des reports de charge par les méthodes de Terzaghi (Villard et Briançon, 2008), ou de Vardoulakis et al. (1981) avec hypothèse de Roscoe. Comme on pouvait s'y attendre, les déformations analytique en ancrage sont assez éloignées de celles obtenues numériquement puisque dans cette zone les raideurs prises en compte par le modèle analytique sont très largement surestimées du fait des hypothèses. Le calcul numérique semble dans ce cas l'outil incontournable pour rendre compte du comportement d'un géosynthétique bi module.

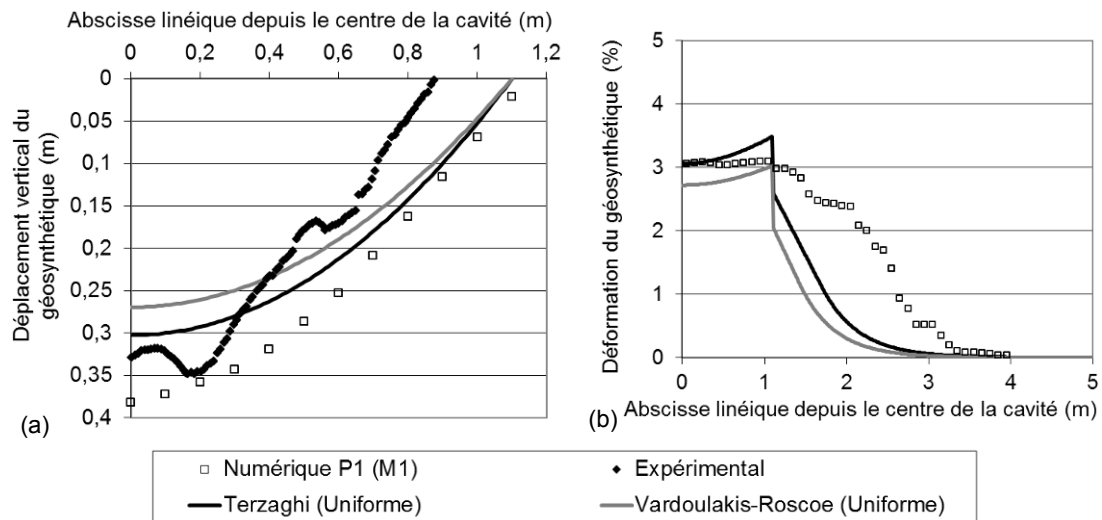


Figure 3-139 : Comparaison des résultats expérimentaux, numériques et analytiques de déflexion (a) et de déformation (b) de la nappe pour une cavité de 2,2 m de diamètre sur le plot 3

Lors des essais de circulation, une surcharge totale de 1,97 t (5,1 kPa) est appliquée sur la nappe au droit de la cavité. Cette surcharge est introduite dans les modèles analytiques testés de la même manière que pour le plot 1. Au vu des résultats, il n'est pas aisé de trancher entre une forme de distribution de contrainte sur la nappe uniforme ou triangulaire (Figure 3-140). Là encore, les disparités entre résultats peuvent provenir de la valeur de la raideur analytique du géosynthétique, ajustée de manière à ce que le point en bord de cavité ait un comportement en tension/déformation.

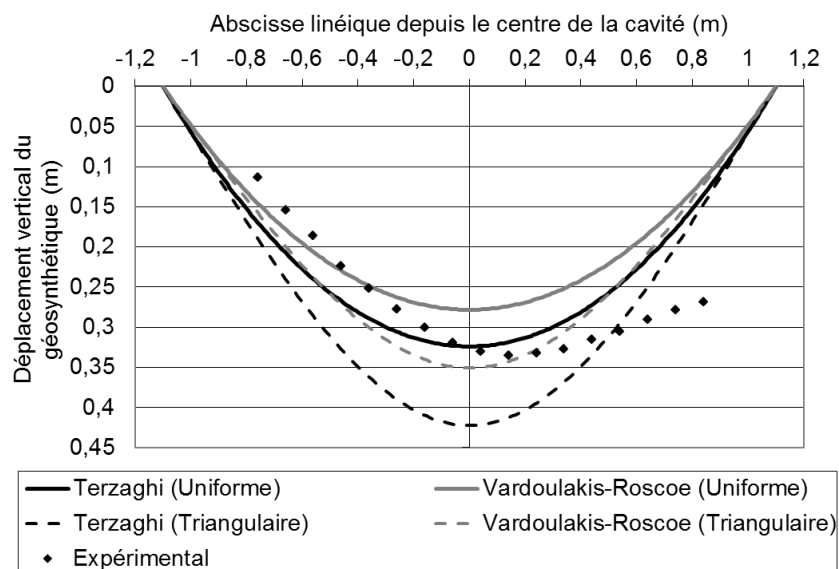


Figure 3-140 : Comparaison des résultats analytiques de déflexion de la nappe lors des essais de circulation sur le plot 3

3.5.1.7 Conclusions des comparaisons analytiques pour le cas du remblai granulaire « purement frottant »

Les dimensionnements analytiques effectués à partir des méthodes existantes telles que la méthode de Villard et Briançon (2008) permettent d'approcher les résultats expérimentaux mais restent perfectibles.

L'analyse détaillée effectuée sur le plot 1 permet de conclure sur les formes des distributions de contrainte sur la nappe testées au droit de la cavité de type « Fontis », en fonction du rapport H/D de la hauteur de remblai H et du diamètre de la cavité D . Ainsi pour H/D inférieur à 1 environ, Vardoulakis et al. (1981) avec l'hypothèse de Roscoe et une distribution de contrainte uniforme sur le

géosynthétique au droit de la cavité permettent de retrouver les résultats expérimentaux et numériques. Si H/D est supérieur à 1, la distribution de contrainte est de forme triangulaire inversée, et deux méthodes permettent de retrouver la valeur de la charge sur la nappe au droit de la cavité : l'approche de Vardoulakis et al. (1981) avec hypothèse de Roscoe et la méthode de transfert de charge par hémisphères concentriques inspirée de Van Eekelen et al. (2013). Lors des essais de circulation, la distribution de contrainte sur la nappe pontant le vide est de forme triangulaire d'après les analyses analytiques effectuées pour les deux plots expérimentaux.

Dans le cas où la cavité est formée par abaissement d'une trappe, la distribution de contrainte sur le géosynthétique pontant la cavité est de forme triangulaire inversée. Dans ce cas l'approche de Vardoulakis et al. (1981) avec l'hypothèse de Roscoe semble bien adaptée.

Sur le plot 3, on peut considérer que l'on aboutit aux mêmes conclusions. En revanche, les résultats des méthodes analytiques diffèrent davantage des résultats expérimentaux ou numériques. Cela est dû à la détermination de la raideur du géosynthétique dans le calcul analytique : la raideur est en effet ajustée pour que le point de tension et déformation maximales (en bord de cavité) se situe sur la courbe de caractérisation en traction du géosynthétique. Cette raideur n'est pas valable sur les autres points du profil analytique, notamment en ancrage, où le taux de déformation du géosynthétique est bien moindre. Le cas de dimensionnement d'un renforcement géosynthétique non linéaire, dont la raideur dépend du taux de déformation, souligne ainsi une limite importante de la méthode analytique. Pour ce genre de calcul, il reste préférable de faire appel à une simulation numérique où la raideur est ajustée point par point en fonction de la déformation du renforcement.

Enfin, les différentes formes de distribution de contrainte testées et appliquées sur le géosynthétique au droit de la cavité peuvent être complétées par d'autres développements. Ainsi, il est possible de superposer les différentes distributions de contrainte pour approcher davantage les distributions de contrainte numériques : des distributions de forme tronconique ou tronconique inversée pourront être testées. Ces formes de distribution correspondent respectivement à une adaptation d'une distribution triangulaire ou triangulaire inversée avec une charge uniforme en partie centrale de la cavité.

3.5.2 Confrontation des résultats expérimentaux, numériques et analytiques : cas de la couche de grave 0/40 mm traitée à 2 % de chaux

Des comparaisons entre résultats expérimentaux, numériques et analytiques sont effectuées. En l'absence de résultats expérimentaux, les résultats numériques servent de référence en raison de la bonne adéquation entre les résultats constatée au paragraphe 3.3. Par ailleurs, l'ouverture de la cavité sans surcharge n'ayant pas donné lieu à des déplacements significatifs de la couche de sol traité et de son renforcement géosynthétique, on s'intéresse ici uniquement aux étapes de chargement. Les différents paramètres géomécaniques sont précisés dans le Tableau 3-35.

Tableau 3-35 : Hypothèses de calcul des dimensionnements analytiques pour le cas du sol traité

Cavité	Diamètre	2,2
Remblai	Matériau	Grave 0/40 mm traitée à 2% de chaux
	Hauteur (m)	0,35
	Poids volumique (kN/m^3)	18
	Angle de frottement interne ($^\circ$)	33
	Cohésion (kPa)	40
	Facteur de foisonnement	-
Géosynthétique	Raideur à 3% de déformation (kN/m)	2988
	Angle de frottement avec le sol à l'interface supérieure ($^\circ$)	32
	Angle de frottement avec le sol à l'interface inférieure ($^\circ$)	40
Essai de chargement	Surcharge appliquée en tête de remblai	1,7 t (rupture) puis 4 t

Lors du premier essai de surcharge ponctuelle au centre de la cavité, la couche de sol traité se rompt pour une surcharge de 1,7 t et un bloc de sol chute sur le géosynthétique. Un dimensionnement analytique est effectué à partir de la méthode développée au paragraphe 3.4.2.

La première étape consiste à choisir une géométrie du bloc effondré sur le géosynthétique à partir des observations expérimentales (paragraphe 3.1.5) et ce pour définir la position et l'intensité des charges ponctuelles appliquées (définies par mètre de large). Deux géométries sont retenues :

- Géométrie A : un bloc constitué d'un tronc de cône surmonté d'un cylindre, approchant au mieux la forme observée lors des expérimentations (Figure 3-141a) ;
- Géométrie B : un bloc de géométrie simplifiée sous la forme d'un tronc de cône (Figure 3-141b).

Le choix de la géométrie du bloc détermine le volume, et donc le poids du volume effondré dont la masse volumique est fixée à 18 kN/m^3 en accord avec les données expérimentales.

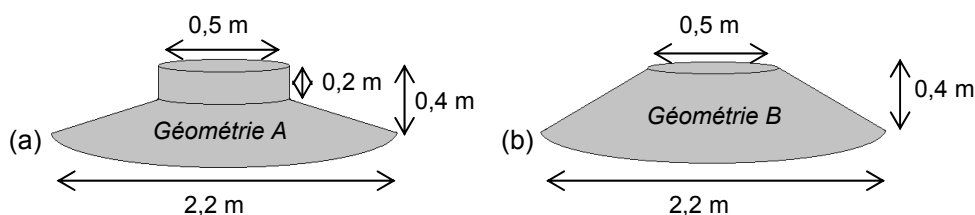


Figure 3-141 : Formes de bloc de sol traité prises en compte dans les calculs analytiques – Cylindre (a), tronc de cône (b) et association d'un cylindre et d'un tronc de cône (c)

Comme présenté en paragraphe 3.4.2, l'action du bloc sur la nappe est représentée par deux efforts linéiques verticaux orientés vers le bas (Figure 3-142). Le point d'application de ces efforts est déterminé en tenant compte de la dimension de la plaque permettant d'appliquer la surcharge lors des expérimentations, ainsi que d'un angle de diffusion. Cet angle est arbitrairement choisi à la même valeur que l'angle de frottement interne du sol traité (33°), ce qui porte la largeur de géosynthétique $2l$ sur laquelle la surcharge est appliquée au centre de la cavité à $1,02 \text{ m} \approx 1 \text{ m}$. On admettra également que les charges ainsi calculées agissent ainsi sur une largeur de nappe géosynthétique unitaire.

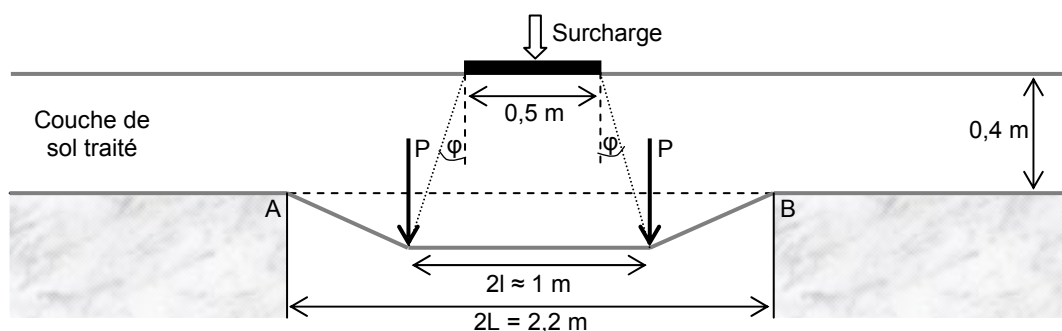


Figure 3-142 : Géométrie utilisée lors de l'effondrement d'un bloc de sol traité

Les principaux résultats du dimensionnement analytique d'une couche de sol traité pour la configuration du plot expérimental n°4 sont donnés dans le Tableau 3-36. Une comparaison du déplacement vertical du géosynthétique f au droit de la cavité est effectuée avec les résultats des mesures expérimentales et des simulations numériques obtenus directement après la chute du bloc de sol traité sur le géosynthétique.

Lors de la chute du bloc, les deux géométries testées par l'approche analytique permettent de retrouver les ordres de grandeur des déflexions numériques et expérimentales (Tableau 3-36). Le bloc de géométrie A, dont la forme se rapproche au mieux des observations expérimentales, permet la meilleure approximation avec un résultat de flèche de 9,5 cm pour une mesure expérimentale de 9 cm. Le bloc de géométrie B permet également d'approcher les résultats expérimentaux et numériques de flèche moyennant une erreur plus importante. Compte tenu de la précision de l'ordre

du centimètre de la mesure expérimentale, la géométrie simplifiée en un tronc de cône semble constituer une approximation acceptable.

Tableau 3-36 : Equilibre analytique des efforts sur le renforcement au droit de la cavité sur le plot 4 lors de la chute du bloc de sol traité

Géométrie du bloc effondré	P	T _H	T _A , T _B	ε_A , ε_B	f	f _{expérimental}	f _{numérique}
	kN/m	kN/m	kN/m	%	m	m	m
Géométrie A	3,27	20,4	20,7	0,69	0,095	0,09	0,09*
Géométrie B	5,83	29,8	30,4	1,01	0,115		

*Obtenu par interpolation linéaire entre les résultats numériques pour une surcharge de 1,5 t et 2 t.

Les profils de déplacement vertical et de déformation du géosynthétique confirment la bonne adéquation des résultats numériques avec les approches analytiques pour les deux géométries testées (Figure 3-143). En termes de déplacement vertical et de déformation du géosynthétique, le calcul analytique à partir du bloc de géométrie A approche au mieux la simulation numérique sur les bords de la cavité. En revanche, au centre de la cavité, la déflexion numérique est plus importante de 4 cm environ : cela peut être lié à un effet dynamique qui survient numériquement lorsque la couche de sol s'effondre sur la nappe et qui n'est pas considéré dans la méthode analytique. Néanmoins, le tracé des déformations analytiques avec les deux géométries de bloc permet une relativement bonne approximation des longueurs d'ancrages numériques minimales et nécessaires à la dissipation des efforts dans le géosynthétique. Cela confirme le choix de la géométrie du bloc effondré sur la nappe.

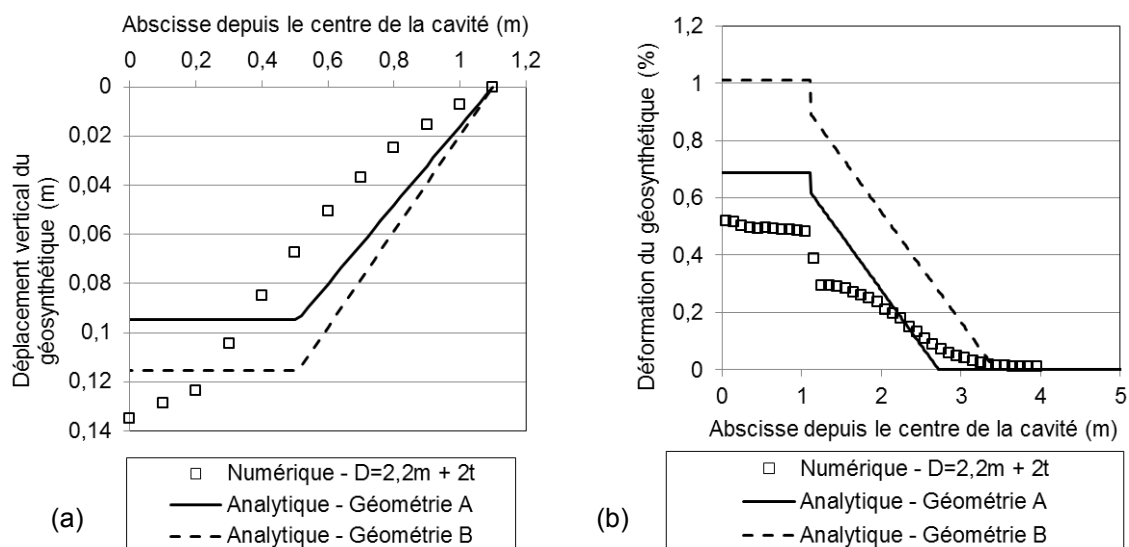


Figure 3-143 : Plot 4 - Déplacement vertical (a) et déformation (b) du géosynthétique lors de la rupture du sol traité (surcharge de 1,7 t)

3.5.2.2 Application d'une surcharge de 4 t après effondrement de la cavité

Après rupture du sol traité et application d'une surcharge localisée de 4 t (Figure 3-144), la flèche de la nappe géosynthétique mesurée expérimentalement atteint une valeur maximale de 0,2 m environ qui concorde assez bien avec l'ordre de grandeur de 0,23 m obtenu lors de la simulation numérique. Le profil de déplacement vertical de la nappe géosynthétique est de forme légèrement aplatie en partie centrale. Pour établir les comparaisons avec les formules analytiques, la valeur de 4 t est ajoutée au poids du bloc supposé indéformable. Les deux géométries testées sont présentées dans le tableau Tableau 3-37.

Comme on peut le constater sur la Figure 3-144, le profil des déflexions obtenues par les développements analytiques montre que les deux géométries de bloc testées conduisent à des déflexions inférieures d'environ 5 cm aux résultats expérimentaux et numériques. Cela laisse

supposer que l'application d'une surcharge au centre de la cavité modifie les mécanismes de transfert de charges par déstructuration de la couche de sol traité.

Tableau 3-37 : Equilibre analytique des efforts sur le renforcement au droit de la cavité sur le plot 4 lors de la poursuite de la surcharge à 4 t

Géométrie du bloc effondré	P	T _H	T _A , T _B	ε_A , ε_B	f	f _{expérimental}	f _{numérique}
	kN/m	kN/m	kN/m	%	m	m	m
Géométrie A	23,7	74,8	82,0	2,73	0,187	0,20	0,23
Géométrie B	25,83	79,1	86,0	2,87	0,193		

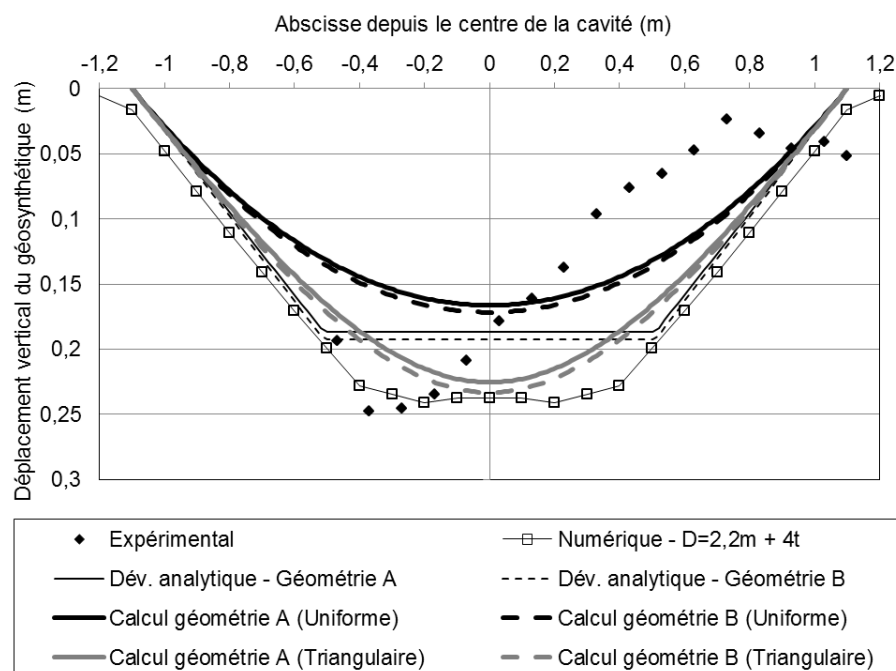


Figure 3-144 : Plot 4 - Déplacement vertical du géosynthétique lors de l'application de la surcharge de 4 t

Une comparaison est proposée avec les résultats d'un calcul en membrane sur le principe de l'équilibre de Terzaghi (1943) où la charge sur la nappe géosynthétique au droit de la cavité correspond au poids du bloc effondré. Les distributions de contrainte uniforme et triangulaire sont testées afin de déterminer laquelle est la plus appropriée.

Il en résulte qu'une distribution de contrainte de forme triangulaire permet d'approcher au mieux les résultats expérimentaux et numériques de déplacement vertical du géosynthétique au droit de la cavité (Figure 3-144). Ce résultat correspond à ce qui est constaté pour le cas des plots constitués de remblai non cohésif (paragraphe 3.5.1.5).

Deux principaux arguments expliquent ce résultat. D'une part, la surcharge de 4 t appliquée sur le bloc effondré contribue à sa déstructuration, ce qui modifie les reports de charge. De plus, la validité de la méthode analytique développée à partir de l'équilibre d'un bloc de sol solide indéformable est annulée. D'autre part, la distribution de contrainte de forme triangulaire est cohérente avec le fait d'appliquer une surcharge ponctuelle au droit du centre de la cavité, ce qui justifie l'emploi de la méthode avec une distribution triangulaire.

3.5.2.3 Conclusions

Dans le cas d'une couche de sol traité renforcée par un géosynthétique au droit d'une cavité, il a été vérifié que les méthodes analytiques usuelles utilisant l'effet membrane ne sont pas adaptées au dimensionnement du renforcement lors de l'ouverture de la cavité. Le comportement de la couche de sol traité s'apparente en effet davantage à celui d'une dalle en flexion au droit de la cavité, pour lequel le matériau ne foisonne pas.

Une approche analytique a été proposée pour retranscrire le comportement de la nappe géosynthétique lors de l'effondrement de la couche traitée sur la nappe géosynthétique suite à l'application d'une surcharge. Cette méthode suppose que la couche de sol traité vient en appui sur la nappe sous la forme de plusieurs blocs indéformables. Les confrontations entre les résultats expérimentaux, analytiques et numériques montrent que les hypothèses émises semblent réalistes. L'application d'une surcharge additionnelle sur la zone effondrée conduit à une déstructuration du remblai qui perturbe les mécanismes de transfert de charge. La distribution de contrainte en meilleure adéquation avec les résultats numériques et expérimentaux est alors une distribution de forme triangulaire.

3.6 Méthodologie de dimensionnement d'un renforcement géosynthétique sur cavités

Une réflexion a été menée dans le cadre du projet de recherche Geolnov, auquel la thèse s'intègre, afin d'optimiser les produits de renforcements géosynthétiques pour des applications telles que les remblais granulaires non cohésifs sujets à la formation d'effondrements localisés. L'objet de ce paragraphe est de présenter les grandes lignes de cette méthodologie pouvant déboucher sur la mise au point de produits innovants.

3.6.1.1 Principes de dimensionnement

Le dimensionnement se fait à partir des principes suivants.

- Calcul en déformation

Pour cette approche, le dimensionnement du géosynthétique est effectué sur la base d'un critère de tassement admissible en surface permettant d'assurer un certain niveau de traficabilité ou de sécurité. En tenant compte du coefficient de foisonnement C_e du matériau et de l'épaisseur H du remblai, il est alors possible de définir la flèche maximale f_{\max} que peut subir le géosynthétique par le biais de l'équation 3-26. Dans le cas des remblais granulaires de forte épaisseur, un tassement de surface nul peut être envisagé, ce qui reste difficile pour des remblais de faibles épaisseurs compte tenu des caractéristiques des matériaux de remblais classiquement utilisés (coefficient de foisonnement compris entre 1,05 et 1,1).

$$s = f - 2H(C_e - 1) \quad \text{Eq. 3-26}$$

Pour un diamètre de cavité et un niveau de chargement donnés, il est possible d'établir, sur la base des formulations analytiques de dimensionnement, une courbe dite « courbe d'équilibre » dont les points (tension, déformation) répondent au critère de surface (Figure 3-145). Plusieurs calculs où la variable de calcul est la raideur du géosynthétique sont nécessaires pour l'établissement de ces courbes. La définition d'un critère de surface conduit à la définition de la déformation maximale admissible ε_{\max} du renforcement géosynthétique. La courbe d'équilibre permet alors de déterminer la tension de rupture T_{\min} et la raideur minimale $J_{\min} = T_{\min} / \varepsilon_{\max}$ (Figure 3-145, segment OA) du renfort géosynthétique. Le produit géosynthétique mis en œuvre devra donc avoir une raideur au moins égale à J_{\min} d'après le calcul en déformation et une tension de rupture supérieure à T_{\min} .

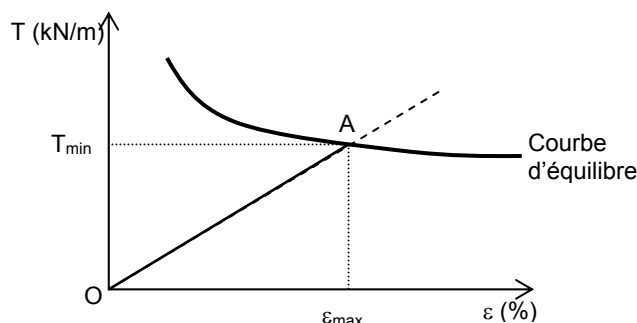


Figure 3-145 : Calcul en déformation – Choix d'un renforcement à partir de la courbe d'équilibre de la cavité et de son critère de déformation

- Calcul à la rupture

Pour cette approche, le calcul est mené en supposant que dans des conditions de chargement exceptionnelles le géosynthétique peut être sollicité à des niveaux de charges proches de la rupture. Dans ce cas, aucun critère de déformation n'est requis.

En considérant des niveaux de charges exceptionnelles, le calcul à la rupture permet, pour un diamètre de cavité donné, d'établir une nouvelle courbe d'équilibre. Faisant le choix d'une déformation ε_{rupt} et tension de rupture T_{rupt} du géosynthétique, il est alors possible de caractériser le géosynthétique à mettre en œuvre (Delmas et al., 1994).

- Illustration du dimensionnement d'un géosynthétique

Le dimensionnement d'un produit géosynthétique comprend un calcul en déformation avec un critère de déformation ε_{max} , et un calcul à la rupture basé sur la définition d'une tension de rupture T_{rupt} . En fonction de la stratégie de dimensionnement envisagée (court terme ou long terme) et la géométrie du problème étudié, plusieurs configurations peuvent être envisagées (Figure 3-146). Suivant les cas, et pour un dimensionnement classique (géosynthétique au comportement élastique linéaire) l'un ou l'autre des critères peut être discriminant.

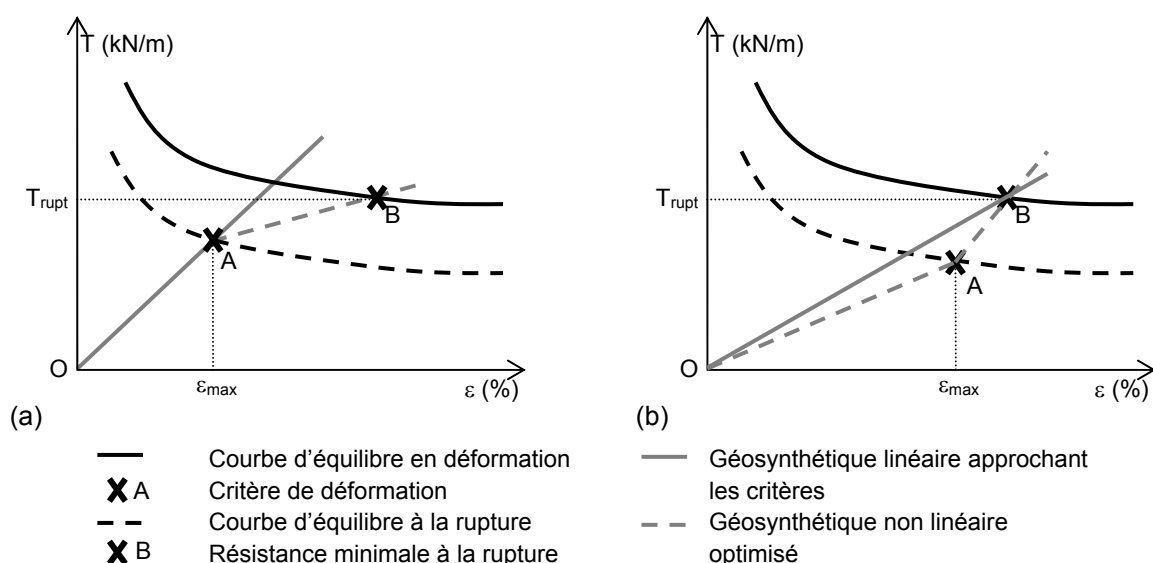


Figure 3-146 : Optimisation du renforcement géosynthétique sur deux cas de calcul différents

Dans une démarche d'optimisation des performances et du coût du renforcement, on peut par ailleurs imaginer que le renforcement géosynthétique proposé respecte exactement les deux critères de déformation et de résistance. En effet, sur la Figure 3-146, le renforcement linéaire est surdimensionné à la rupture dans le cas A et en déformation dans le cas B. Une éventuelle optimisation économique consisterait alors à proposer un renforcement au comportement en traction/déformation non linéaire, ce qui permettrait d'égaliser les deux critères (déformation, résistance) sans surplus de matière à la production du renforcement géosynthétique. De tels systèmes ont déjà été mis en œuvre (cas A) par exemple sur le chantier de Meaux (Blivet et al., 2006). L'amélioration des méthodes de dimensionnement et l'utilisation de nouveaux matériaux pourraient ainsi conduire à la réalisation de nouveaux types de renforcement.

3.6.1.2 Définition des coefficients de sécurité partiels

Les facteurs de sécurité à considérer dans les calculs sont appliqués sur les charges ou sur les caractéristiques du géosynthétique de renforcement.

- Eurocodes

Les calculs sont effectués selon les principes des Eurocodes. Pour ce faire, des facteurs de sécurité partiels sont attribués aux différents paramètres.

Dans le cas d'un calcul à l'état limite de service (ELS), les facteurs partiels appliqués au poids de matériau de remblai et à la charge de trafic sont unitaires.

En revanche dans le cas d'un calcul à l'état limite ultime (ELU), on applique un facteur partiel de 1,35 sur le poids de matériau de remblai, et de 1,5 sur la charge de trafic.

- Durabilité des géosynthétiques

Le résultat d'un dimensionnement à long terme, soit après vieillissement du produit, permet de définir quelles sont les caractéristiques du renforcement géosynthétique requises pour assurer la fonctionnalité de l'ouvrage. Afin de caractériser le produit de renforcement « neuf », il est nécessaire d'appliquer un jeu de coefficients de sécurité sur la résistance en tension du renforcement pour tenir compte de l'évolution des caractéristiques du produit ayant « vieilli » entre le moment de sa pose et le moment où la cavité se forme sous le remblai. Il peut être ainsi tenu compte du fluage du renforcement dans le temps, de son vieillissement chimique et de son endommagement lors de sa mise en œuvre.

3.6.1.3 Stratégie de dimensionnement à court ou long terme

- Calcul à court terme

Le dimensionnement à court terme concerne une cavité s'ouvrant après construction de l'ouvrage, et devant être réparée dans un délai de deux ans. Le dimensionnement consiste à déterminer :

- La raideur du renforcement qui permette de vérifier le critère de déformation de surface dans des conditions normales d'utilisation. Cela se fait par un calcul en déformation avec facteurs ELS où les coefficients de durabilité sont l'endommagement à la mise en œuvre du renforcement, son vieillissement sur 2 ans et son fluage sur 2 ans également ;
- La résistance nécessaire dans le délai de réparation fixé (2 ans), en effectuant un calcul à la rupture avec facteurs ELU. Les coefficients de durabilité pris en compte sont les mêmes que pour le calcul en déformation.

- Calcul à long terme

Deux cas sont à distinguer lors d'un calcul à long terme : on peut soit envisager qu'après formation de la cavité, il y ait une intervention rapide permettant une remise en fonctionnement de l'ouvrage (dans un délai de deux ans maximum), soit souhaiter que la solution de renforcement soit pérenne jusqu'à la fin de vie de l'ouvrage (par exemple 120 ans) sans qu'aucune intervention de réparation ne soit engagée.

Dans le cas d'une réparation rapide (dans un délai de 2 ans), le cas le plus critique correspond à l'ouverture de la cavité 120 ans après la construction de l'ouvrage. Deux calculs sont à effectuer :

- Un calcul en déformation avec facteurs de sécurité ELS permettant de vérifier que la raideur du renforcement après vieillissement permet de respecter le critère de déformation. Les facteurs de durabilité à prendre en compte sont l'endommagement à la mise en œuvre, le vieillissement à 122 ans, et le fluage sur 2 ans ;
- Un calcul à la rupture avec facteurs ELU pour vérifier la résistance nécessaire dans le délai de réparation de deux ans. Les mêmes facteurs de durabilité sont pris en compte.

Dans le cas où il n'est pas envisagé de réparer l'ouvrage avant 120 ans, le cas le plus critique correspond à une ouverture de la cavité juste après construction de l'ouvrage suivi d'une attente sur 120 ans. On effectuerait alors les mêmes vérifications que précédemment, en considérant pour facteurs de durabilité son vieillissement sur 120 ans, l'endommagement à la mise en œuvre, et son fluage sur 120 ans et non plus sur deux ans comme adopté précédemment.

3.7 Conclusions des travaux sur le thème des effondrements localisés

- Approche expérimentale

Le travail effectué sur la thématique des effondrements est basé sur une expérimentation en vraie grandeur originale, dont l'objet est de simuler par augmentation progressive de son diamètre la formation d'un fontis circulaire sous la base d'un remblai renforcé par géosynthétique. Les six plots expérimentaux réalisés ont permis de tester deux matériaux de remblais (une grave 20/40 mm roulée lavée non cohésive mise en place par déversement, et une grave 0/40 mm traitée à 2% de chaux et compactée) et trois renforcements géosynthétiques : un renforcement mono-module PET, un renforcement non linéaire, et un renforcement mono-module PP adapté au pH des sols traités. Cette expérimentation a également été l'occasion de combiner et de tester différents systèmes d'instrumentation, et d'établir leurs limites dans la configuration des essais réalisés. La base de données des résultats expérimentaux constitue ainsi un ensemble original d'une grande diversité.

Les expérimentations réalisées ont permis de confirmer certains aspects du comportement des géosynthétiques sur cavité. Par exemple, dans le cas du remblai en grave 20/40 mm, les mesures de déformation soulignent la dissipation des efforts de traction du géosynthétique par frottement dans son ancrage. De plus, l'analyse des déplacements de la structure (tassements de surface, flèche du géosynthétique, analyse au radar géologique de réflecteurs au sein du remblai) montre que l'effondrement du remblai reste limité au cylindre de sol au droit de la cavité avec, pour le matériau granulaire testé, un facteur de foisonnement moyen de 1,035.

De nouveaux comportements ont pu être observés. Par exemple, dans le cas de la couche de grave 0/40 mm traitée à 2 % de chaux, l'expérimentation fait apparaître un comportement de type dalle en flexion, sans tassement de surface significatif, et sans mobilisation du renforcement géosynthétique. Lors de l'application d'une surcharge verticale au centre de la cavité (atteignant 1,7 t pour l'application retenue), la couche de sol traité se rompt brutalement en plusieurs blocs de grandes dimensions qui chutent sur le géosynthétique. Le profil de la déformée du renforcement est alors fortement aplani.

Par ailleurs, les expérimentations ont permis de confirmer l'intérêt du renforcement géosynthétique sur cavités pour les deux matériaux de remblai testés. En effet, après ouverture de la cavité sous le remblai en grave roulée et après rupture de la couche de sol traité sous la première surcharge, il a été possible de poursuivre les essais de chargement moyennant un comblement de la déflexion en surface du remblai. On peut ainsi imaginer un dimensionnement à long terme des renforcements géosynthétiques sur cavités moyennant quelques précautions ou interventions. Ainsi dans le cas d'un sol traité, dont la rupture est franche et brutale, il conviendra de réparer la structure dès l'apparition des désordres. Pour le cas des remblais non cohésifs, le foisonnement du matériau peut fortement réduire ou empêcher la remontée du fontis en surface bien qu'une cavité puisse s'être formée sous le renforcement. Une solution de détection (fibre optique ou autre) peut alors être intéressante, voire à recommander en fonction des risques liés à un éventuel effondrement.

- Approche numérique

En parallèle, un modèle numérique couplant éléments finis (simulant la nappe géosynthétique) et éléments discrets (représentant le remblai granulaire) a été utilisé pour une meilleure interprétation des résultats expérimentaux obtenus en condition réelle de chantier. Ce modèle est validé par une étude paramétrique poussée sur les différents paramètres du dimensionnement et grandeurs caractérisant l'ouverture de la cavité numérique. Deux procédures d'ouverture de la cavité (« Trappe » et « Fontis ») sont de plus définies et comparées, ainsi qu'une procédure de chargement du remblai après ouverture de la cavité. La définition du modèle numérique s'accompagne de la réalisation de différents scripts permettant l'exploitation des résultats numériques tels que les déplacements et contraintes au sein du remblai, les tensions et déformations de la nappe géosynthétique, les efforts de contact entre les particules granulaires entre elles ou avec le renforcement géosynthétique. Enfin, les résultats numériques et expérimentaux sont confrontés afin de valider la calibration du modèle numérique et son utilisation pour simuler les essais expérimentaux.

L'outil numérique permet par ailleurs de compléter les données expérimentales là où les mesures restent peu aisées à obtenir : valeurs et forme de la distribution de contrainte sur le renforcement géosynthétique, contraintes au sein du remblai, et mouvements internes au sein du remblai lié au foisonnement du matériau granulaire. De plus, l'outil numérique offre la possibilité de simuler le

comportement des sols traités, de renforcements géosynthétiques non linéaires, et de définir des procédures de chargement cyclique.

Les résultats numériques représentent ainsi une base de données appréciable, qu'il convient cependant d'exploiter avec précautions. Ainsi, il est important de contrôler la porosité lors de la mise en place des éléments discrets afin que l'échantillon de matériau numérique obtenu restitue un comportement mécanique donné. De plus la paramétrisation microscopique des contacts entre éléments discrets du remblai, ou à l'interface avec le renforcement géosynthétique ne peut être effectuée en regard de données connues. Il est donc nécessaire de se ramener au comportement macroscopique en compression triaxiale (pour le remblai) ou en ancrage (pour l'interface) à partir d'une étude paramétrique portant sur les paramètres microscopiques du modèle. Cette validation des paramètres microscopiques est d'autant plus indispensable que les dimensions des éléments discrets ne sont pas représentatives de la réalité. En parallèle, il faut de plus s'assurer de la cohérence des dimensions des granulats par rapport au diamètre d'ouverture de la cavité. Enfin, l'ouverture quasi-statique des cavités numériques en états d'équilibres successifs diffère sensiblement du procédé expérimental, où le fontis est ouvert par paliers francs d'augmentation de son diamètre.

- Comportement mécanique du remblai non cohésif en grave 20/40 mm roulée

La confrontation des résultats expérimentaux et numériques permet d'affiner l'observation et la compréhension des mécanismes à l'œuvre lors de l'ouverture de la cavité. Ainsi, on constate que pour le cas du remblai en grave 20/40 mm étudié, la forme de la distribution de contrainte sur la nappe géosynthétique pontant la cavité n'est pas uniforme : elle dépend du diamètre et du mode d'ouverture de la cavité, ainsi que de la présence éventuelle d'une surcharge. La raideur du géosynthétique n'a quant à elle, que peu d'influence sur la géométrie des reports de charge sur la nappe. La forme de la distribution de contrainte peut être uniforme, triangulaire, ou triangulaire inversée en fonction du rapport H/D de la hauteur de remblai H et du diamètre D de la cavité, et du mode d'ouverture considéré. Ces formes de distribution de contrainte ont été intégrées à la méthode de calcul analytique de Villard et Briançon (2008) pour en accroître la portée.

Des confrontations entre les résultats des simulations numériques et les résultats des méthodes analytiques existantes ont été effectuées en supposant différentes distributions de contrainte verticale moyenne sur le renforcement géosynthétique au droit de la cavité : Terzaghi (1943), Handy (1985), Vardoulakis et al. (1981), qui dérivent toutes de l'équilibre de Terzaghi pour une distribution de contrainte uniforme. Une adaptation du modèle de transfert de charges par hémisphères concentriques de Van Eekelen et al. (2013) est également proposée, avec pour avantage d'expliquer physiquement la forme triangulaire inversée de la distribution de contrainte verticale sur le géosynthétique. Les cas d'un fontis et d'une trappe ont été envisagés.

Les comparaisons entre résultats expérimentaux, numériques et analytiques permettent alors de déduire les résultats suivants pour le cas du fontis étudié :

- Pour un rapport H/D faible (inférieur à 1) : la distribution de contrainte verticale sur le géosynthétique pontant le vide reste relativement uniforme, ce qui correspond aux hypothèses des méthodes de dimensionnement analytique existantes. La contrainte moyenne verticale est approximée au mieux par la méthode de Vardoulakis et al. (1981) avec l'hypothèse de Roscoe pour un report de charge vers les bords de la cavité expérimental et numérique d'environ 50 % ;
- Pour un rapport H/D élevé (supérieur à 1) : la distribution de contrainte verticale sur le géosynthétique pontant le vide prend une forme triangulaire inversée. La contrainte est minimale au centre de la cavité et augmente lorsqu'on se rapproche des bords, et sa valeur moyenne est approchée au mieux par la méthode des hémisphères concentriques pour un report de charge numérique de 80 % ;
- Lorsqu'une surcharge est appliquée en tête du remblai, la distribution de contrainte verticale sur le géosynthétique au droit de la cavité prend une forme triangulaire, la charge au centre de la cavité étant relativement élevée, et diminuant lorsque l'on se rapproche des bords. De plus, la contrainte verticale moyenne sur le renforcement est approximée au mieux par l'équilibre de Terzaghi (1943). Dès le premier cycle de calcul, le report de charge numérique est alors d'environ 55 % en situation chargée.

Pour le mode d'ouverture de type trappe, les modélisations numériques ont clairement montré que la répartition des contraintes sur la nappe prenait une géométrie triangulaire inversées.

Par ailleurs, la réflexion menée dans le cadre du projet Géolnov permet, à partir de la méthode analytique de Villard et Briançon (2008), d'imaginer une méthodologie de calcul intégrant le dimensionnement aux états limites de service (ELS) et ultime (ELU) du renforcement géosynthétique.

- Comportement mécanique de la couche de sol traité renforcée

Dans le cas de la couche de sol traité renforcée, les expérimentations et simulations numériques ont permis de constater des mécanismes différant largement du cas de la grave non cohésive 20/40 mm. Ainsi, pour le cas de la cavité de 2,2 m étudié, aucun déplacement significatif de la couche de sol traité n'est observé à l'ouverture des cavités lors des expérimentations et des simulations numériques. Ce n'est que lors de l'application d'une surcharge ponctuelle verticale au droit du centre de la cavité que des déplacements significatifs sont constatés, la couche de sol traité se rompant brusquement pour une surcharge d'1,7 t. Un bloc de sol de géométrie tronconique chute alors sur la nappe géosynthétique pontant la cavité.

Les déflexions expérimentales et numériques du géosynthétique prennent une forme aplanie sous la chute du bloc de sol traité. Ce résultat ne peut pas correspondre aux distributions de contrainte verticale sur le géosynthétique comme celles constatées dans le cas de sols non cohésifs. En revanche, l'équilibre d'une bande élémentaire de géosynthétique sur laquelle le poids du bloc de sol traité (considéré rigide et indéformable) est simulé par deux efforts verticaux ponctuels (définis par mètre de large) permet d'approcher la géométrie expérimentale et numérique de la déflexion, ainsi que les déformations numériques du renforcement.

Lors de la poursuite de l'essai de chargement, en revanche, cet équilibre ne s'applique plus. La surcharge appliquée sur le bloc effondré déstructure le matériau qui perd de sa cohésion. Les méthodes analytiques employées dans le cas de remblais non cohésifs s'appliquent alors à nouveau. Plus particulièrement, une bonne approximation des résultats numériques et expérimentaux est obtenue pour une distribution de contrainte de forme triangulaire sur le géosynthétique, ce qui est cohérent avec le fait d'appliquer une surcharge au centre de la cavité.

CHAPITRE 4 : INCLUSIONS RIGIDES

Les travaux effectués sur la thématique des inclusions rigides comprennent la conception, la réalisation et l'analyse d'une expérimentation en vraie grandeur dans le cadre d'un chantier d'inclusions rigides qui n'a pu être réalisé qu'en fin de thèse. Un modèle numérique du remblai renforcé par géosynthétique sur inclusions rigides est également élaboré et ses résultats sont comparés aux résultats expérimentaux. Enfin, une recherche bibliographique approfondie a permis la définition d'une méthode de calcul analytique dont les résultats sont confrontés aux résultats expérimentaux et numériques.

4.1 Expérimentations en vraie grandeur

Les expérimentations sont réalisées dans le cadre d'un chantier d'inclusions rigides sur le lot n°12 de la nouvelle ligne ferroviaire à grande vitesse SEA (Sud Europe Atlantique) construite par l'entreprise Vinci Construction et Terrassement (VCT). La pose de l'instrumentation s'est effectuée sur une période de deux semaines courant décembre 2013 et janvier 2014, et les mesures se sont échelonnées tout au long de la montée du remblai. En raison de plusieurs difficultés liées à l'insertion sur un chantier « réel », ces travaux expérimentaux ont été effectués tardivement sur la période de la thèse et ne donnent lieu qu'à une exploitation relativement succincte.

Cette expérimentation est conçue à partir d'une étude bibliographique étendue comprenant des expérimentations effectuées sur le même thème, et des modèles de transfert de charge analytiques. L'objectif de ces travaux expérimentaux est de fournir des informations complémentaires sur l'apport et le comportement des géosynthétiques de renforcement en base de remblai sur inclusions rigides, leur mode de sollicitation au sein de la plateforme de transfert de charges et leur comportement d'interface avec le matériau de remblai. Plus particulièrement, les reports de charge au sein de la plateforme de transfert de charges et vers les inclusions rigides restent peu connus en cas de renforcement par géogrid et font l'objet d'une instrumentation spécifique. Les tassements du sol support et les déformations des renforcements géosynthétiques testés sont également mesurés.

Les plots sont conçus avec un matériau de remblai de même nature, et un seul type de géogrid de raideur élevée afin de bien visualiser l'apport et le rôle de ce renforcement par comparaison entre les plots renforcés et non renforcés par géogrid. Par ailleurs, toutes les mesures sont doublées afin de limiter d'éventuelles incertitudes.

Enfin, les mesures expérimentales permettront de calibrer le modèle numérique discret élaboré en parallèle et seront confrontés aux résultats de dimensionnement analytiques.

4.1.1 Présentation des expérimentations

Les expérimentations en vraie grandeur ont été réalisées dans le cadre du chantier du remblai CE1 0025 du lot 12, en section F de la LGV SEA.

4.1.1.1 Démarche expérimentale

Le principe des expérimentations consiste à mesurer les contraintes verticales et les tassements en base d'un remblai sur inclusions rigides au fur et à mesure de la montée de ce remblai. Sept mailles d'inclusions rigides (notées M1 à M7) réparties sur deux zones sont instrumentées. Sur la zone 1, deux nappes croisées de géogrids sont disposées dans la plateforme de transfert de charges à environ 0,2 et 0,4 m au-dessus de la tête des inclusions rigides. Sur la zone 2, il n'y a pas de renforcement par géogrid. Les deux zones instrumentées sont situées à proximité de l'axe du remblai, en-dehors de l'emprise des talus du remblai final (Figure 4-147). La hauteur de matériau sur les mailles instrumentées est donc relativement constante.

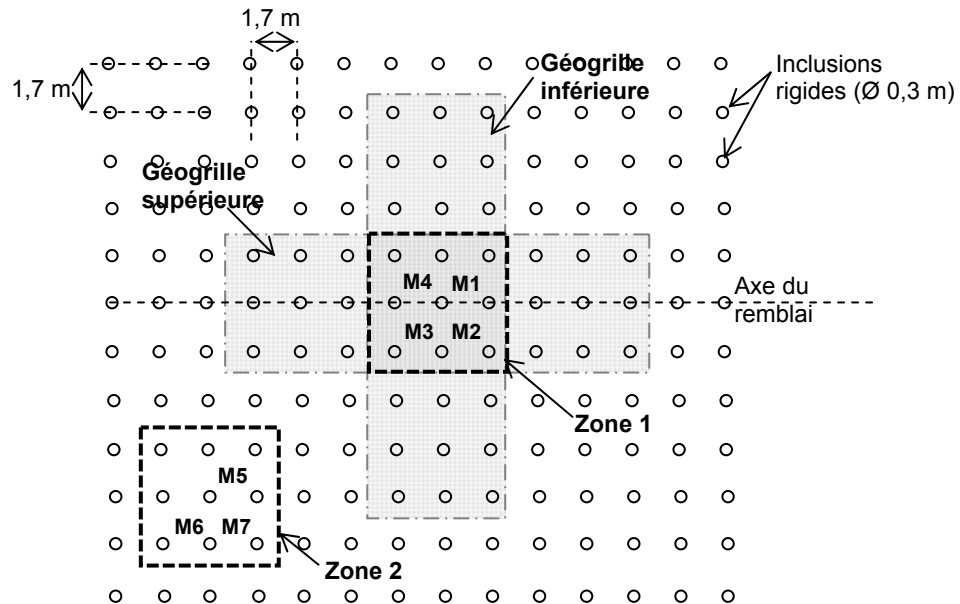


Figure 4-147 : Vue en plan des zones et mailles instrumentées

La plateforme de transfert de charges (PTC) de l'ordre de 0,8 m d'épaisseur est localisée en base de remblai. L'efficacité de cette PTC en termes de transferts de charge vers les inclusions rigides est évaluée grâce aux mesures des capteurs posés à la fois à la base et au toit de cette couche granulaire. Des mesures de contrainte verticale et de tassement sont ainsi réalisées aux interfaces de la PTC (Figure 4-148 et Figure 4-149). Dans la zone 1, les géogrilles sont placées au plus bas dans la PTC afin qu'elles soient sollicitées au maximum. En effet, les modèles de transfert de charge issus de la bibliographie mettent en évidence que la déformation est maximale à l'interface entre la base de la PTC et le sol support, en milieu de maille d'inclusions rigides. C'est donc en base de PTC que le renforcement géosynthétique serait le plus sollicité, et améliorerait le report de charge vers les inclusions rigides.

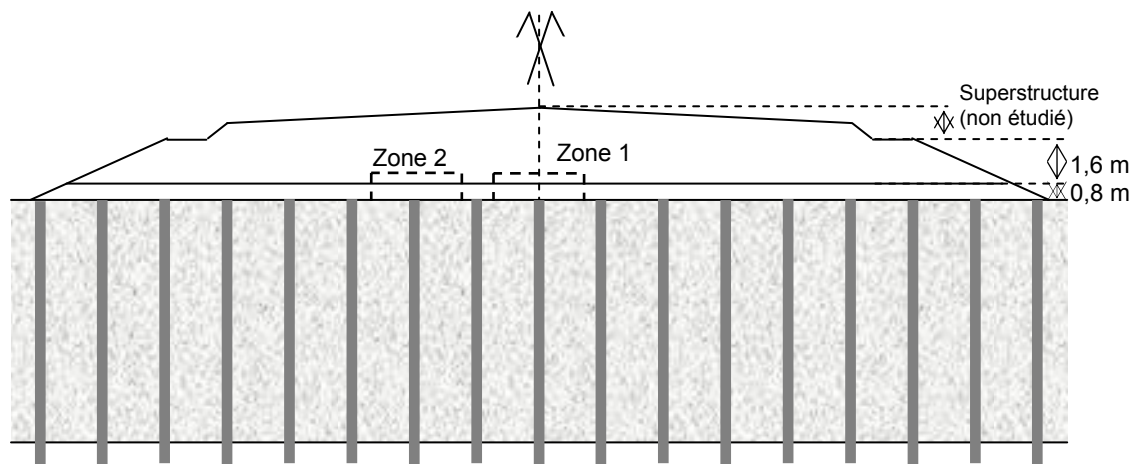


Figure 4-148 : Profil en travers du remblai au droit des zones instrumentées

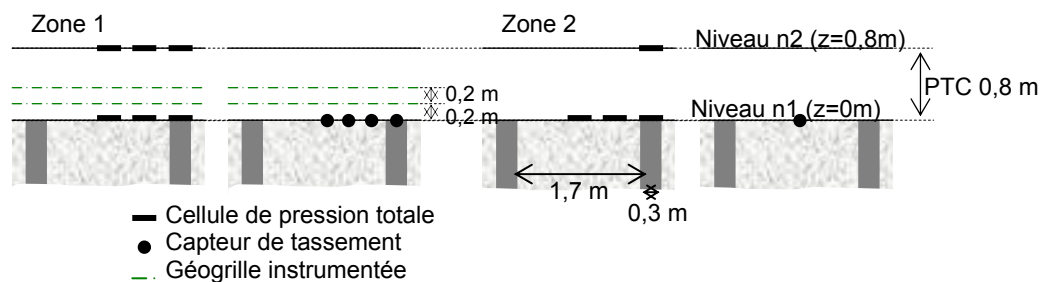


Figure 4-149 : Vue en coupe de la PTC instrumentée

Après la pose de l'instrumentation dans la PTC, le remblai est mis en place par passes successives de 0,4 m. Cette montée de remblai fait l'objet de mesures en continu. A terme, le remblai sera équipé de sa couche de ballast finale et de sa superstructure (rails, ...etc). Ces étapes de réalisation ultérieures ne font pas l'objet des expérimentations.

4.1.1.2 Description des plots expérimentaux

La zone 1 renforcée par une géogrille comprend quatre mailles instrumentées dénommées M1 à M4. En zone 2, sans géogrille de renforcement, trois mailles notées M5 à M7 sont instrumentées.

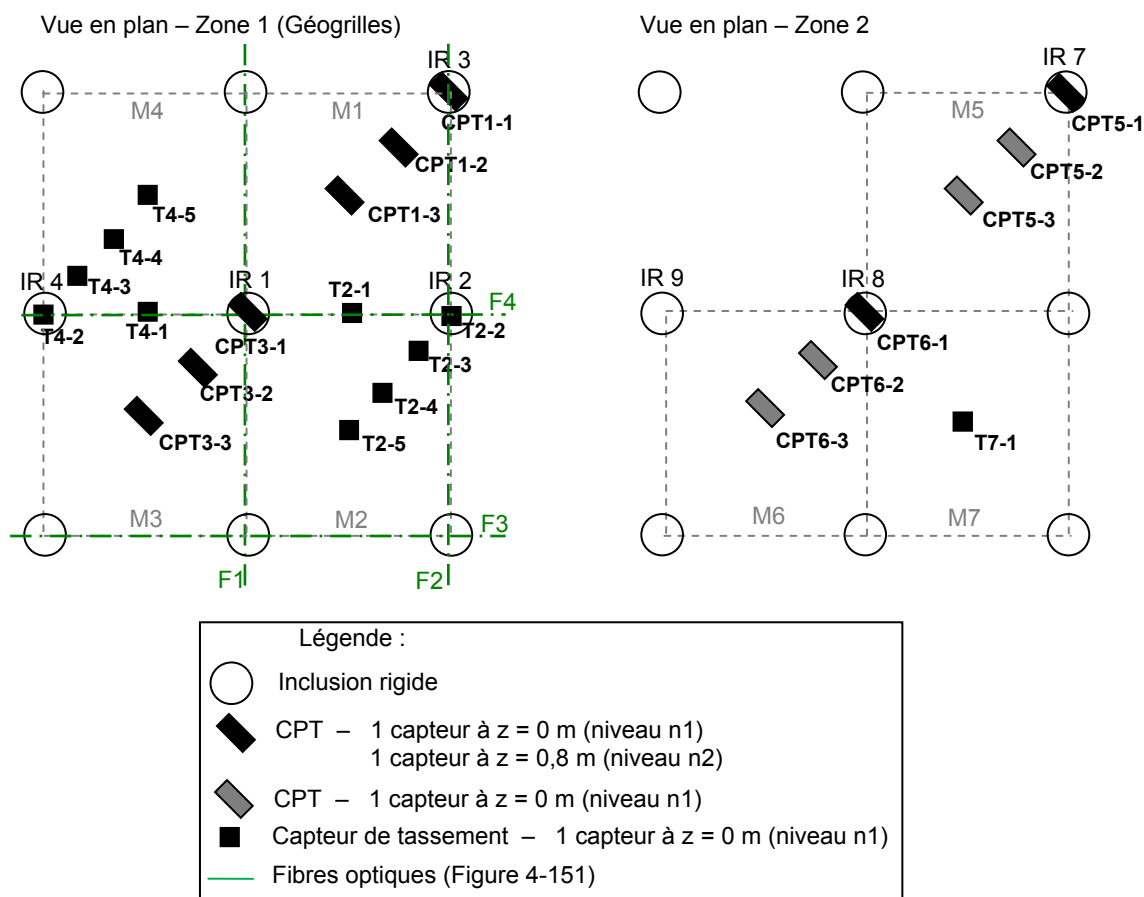


Figure 4-150 : Vue en plan des zones instrumentées

Sur l'ensemble de ces mailles instrumentées, le sol support est renforcé par un réseau d'inclusions rigides de 0,3 m de diamètre en béton de type CMC © et de maillage carré de 1,7 m de côté. Hormis la tête de l'inclusion, elles ne sont pas ferraillées et peuvent atteindre des profondeurs de l'ordre de 10 à 40 m dans le secteur du remblai CE1 0025. De telles profondeurs s'expliquent par la présence de couches de sol de faibles caractéristiques mécaniques, et une tourbière en activité qui a été recensée non loin du remblai. Au droit des zones instrumentées, les inclusions rigides ont une hauteur moyenne de 8,3 m et sont ancrées de 0,5 m dans des terrains compacts. Les caractéristiques retenues pour le béton des inclusions rigides sont récapitulées dans le Tableau 4-38.

Tableau 4-38 : Caractéristiques du béton des inclusions rigides

Classification	Module d'Young E_Y (MPa)	Coefficient de Poisson ν (-)	Poids volumique γ (kN/m^3)	Résistance en compression (MPa)
C16/20 X0	5000	0,2	22	6,75

D'après les études géotechniques préalables, les terrains au droit des mailles instrumentées sont constitués d'alluvions et de calcaire argileux sur une épaisseur de 7,8 m environ. Sur place, les forages à la tarière ont permis d'observer dès 3 à 4 m de profondeur un matériau gorgé d'eau. Les

inclusions rigides sont ancrées dans un horizon de calcaire argileux compact (module pressiométrique $E_M = 160$ MPa).

Au-dessus de la tête des inclusions rigides, une plateforme de transfert de charges de 0,8 m d'épaisseur est réalisée en grave 0/63 mm. Le remblai est quant à lui constitué d'une épaisseur de 1,6 m de grave 0/150 mm, ce qui porte la hauteur totale de remblai au-dessus des têtes d'inclusions rigides à environ 2,4 m.

Le Tableau 4-39 détaille la coupe géotechnique au droit des zones instrumentées. La cote de référence correspond à celle de la tête des inclusions rigides ($z = 0$ m), sous laquelle se trouve une épaisseur de 7,8 m de relativement faibles caractéristiques mécaniques. Ce sol de qualité médiocre comprend notamment des craies lacustres. Le substratum est quant à lui constitué de calcaire argileux, dans lequel les inclusions sont ancrées sur une hauteur de 0,5 m. Les résultats des essais pénétrométriques ont permis d'estimer un module pressiométrique E_M et une pression limite pl par le biais des corrélations usuelles suivantes dans les sols argileux :

$$\frac{q_c}{pl} = 3 \text{ (Van Wambeke et D'Hemricourt, 1982)} \quad \text{Eq. 4-1}$$

Et en considérant que le sol est sous-consolidé à normalement consolidé :

$$\frac{E_M}{pl} = 8 \text{ (Ménard et Rousseau, 1962)} \quad \text{Eq. 4-2}$$

Par ailleurs, $\alpha = 1/2$ (argiles sous-consolidées) ou $\alpha = 2/3$ (argiles normalement consolidées), et les expériences de terrain permettent de proposer la valeur de cohésion non drainée :

$$C_U = \frac{q_c}{15} \quad \text{Eq. 4-3}$$

Enfin, le module d'Young E_Y du matériau est estimé à partir du module pressiométrique E_M selon la formulation suivante (Philipponnat et Hubert, 2000).

$$E_Y = E_{oedo} \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu} \text{ et } \frac{E_M}{\alpha} = E_{oedo} \quad \text{Eq. 4-4}$$

Tableau 4-39 : Coupe géotechnique au droit des zones instrumentées (Source : spécifications techniques / hypothèses des notes de calcul)

Cotes	Lithologie	qc (MPa)	Rf (%)	Cu (kPa)	E_M (MPa)	pl (MPa)	α (-)	E_Y (MPa)	ν^{**} (-)	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (kPa)
z = 0,8 à 2,6 m	Remblai (0/150 mm)	-	-	-	-	-	-	70	0,3	21***	0***	35***
z = 0,0 à 0,8 m	PTC (0/63 mm)	-	-	-	-	-	-	70	0,3	21***	0***	35***
z = -1,5 à 0,0 m	Alluvions 1	1,5	1,8	100*	3,8	0,47	1/2	7,6	0,3	17	4	30
z = -2,7 à -1,5 m	Alluvions 2	0,7	0,4	47*	1,84*	0,23*	1/2*	4,4*	0,3	17	3	22
z = -4,1 à -2,7 m	Alluvions 3	0,7	0,2	47*	1,84*	0,23*	1/2*	2,8*	0,3	17	3	22
z = -6,1 à -4,1 m	Alluvions 5	0,45	3,5	30*	1,2*	0,15*	1/2*	2,4*	0,3	15	3	22
z = -7,3 à -6,1 m	Alluvions 6	0,5	6,0	33*	1,4*	0,17*	2/3*	2,1*	0,3	13	5	18
z = -7,8 à -7,3 m	Calcaire argileux altéré	-	-	-	19	1,8	2/3	28,5	0,3	21	5	28
z = -8,3 à -7,8 m	Calcaire argileux	-	-	-	80	4,8	1/2	160	0,3	21	10	30

* : Valeurs estimées par corrélations ; ** : Valeurs déduites de la littérature ; *** : Spécifications.

Par ailleurs, les renforcements géosynthétiques mis en place sont constitués de deux nappes croisées d'une géogridde Notex PVA C ® tricotée, comprenant des ouvertures de 0,016 x 0,045 m. Cette grille a une tension à la rupture de 800 kN/m à 6% de déformation dans le sens production du renforcement,

pour une tension à la rupture de 30 kN/m dans le sens travers. Elle est donc caractérisée par une raideur d'environ 13300 kN/m à la rupture. Dans le cas des expérimentations, le taux de déformation des géogrilles attendu ne dépasse pas 1 à 2 %. D'après les essais de traction effectués sur la géogrille utilisée, la résistance en traction pour une déformation de 1,5 % est de 300 kN/m : la raideur sécante de la géogrille dans les conditions expérimentales approcherait davantage les 20000 kN/m. Ces données de déformation et tension sont obtenues à partir d'un essai de traction effectué selon la norme NF EN ISO 10319 sur des éprouvettes rectangulaires, de largeur nominale 200 mm \pm 1 mm et de longueur suffisante pour garantir une distance de 100 mm entre les mors de la presse (Figure 4-151).

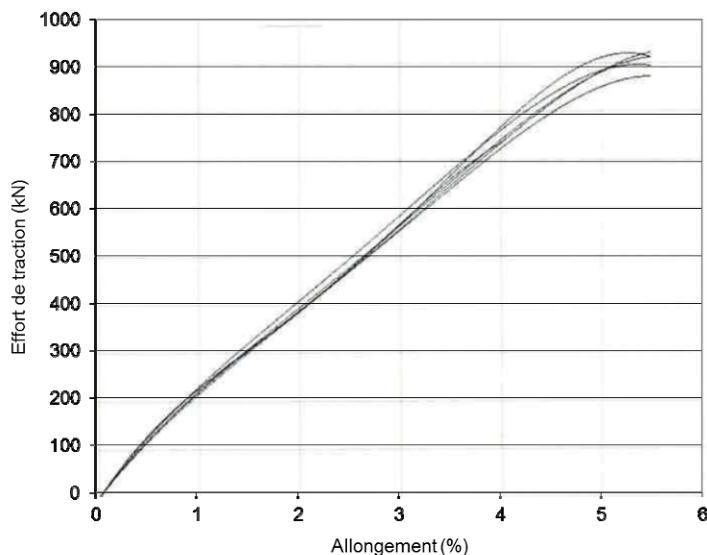


Figure 4-151 : Caractérisation de la géogrille - Essais de traction

4.1.2 Instrumentation

Une instrumentation spécifique est mise en place afin d'estimer les reports de charge et les déplacements au sein de la plateforme de transferts de charge. Sur le principe, il a été décidé de doubler la quasi-totalité des mesures effectuées afin de valider la mesure ou d'en détecter les biais.

- Tassement du sol support

Les tassements au sein des mailles instrumentées ont été mesurés à l'aide d'un dispositif conçu spécifiquement pour l'expérimentation, comprenant un ensemble de capteurs de tassement de type transducteurs de pression.

Ces capteurs sont issus d'une technologie adaptée et développée par Egis Géotechnique depuis 2007 dans le cadre du projet national ASIRI. Le principe consiste à mesurer une différence de pression d'un fluide entre un réservoir de référence et un capteur de pression situé dans le terrain, à l'emplacement dont on souhaite connaître l'évolution des tassements. La précision de ce système de mesure est donnée à 0,1 % de la pleine échelle, soit \pm 5 mm pour un capteur de gamme 5 m H₂O. Sur la gamme de hauteur utilisée lors des expérimentations, les essais d'étalonnage des capteurs ont montré que cette précision pouvait être ramenée à des valeurs millimétriques en tenant compte des conditions de chantier.

Sur les mailles M2 et M4, 6 de ces capteurs de pression sont chaînés sur un même circuit hydraulique : 5 capteurs de gamme 5 m H₂O sont répartis sur la maille instrumentée (Figure 4-150) et un capteur de gamme 2,5 m H₂O est utilisé en référence. Ce dernier capteur est posé sur un plot béton à l'extérieur de l'emprise du remblai. L'ensemble du circuit hydraulique est relié à un réservoir fixe, situé hors de l'emprise du remblai. Par précaution, un levé topographique est effectué au cours de la montée de remblai afin de contrôler la stabilité du plot béton. Ainsi, on obtient une cartographie des tassements à l'interface entre le sol support et la base de la plateforme de transferts de charge sur deux mailles d'inclusions rigides avec renforcement géosynthétique.

Sur la maille M6, où il n'y a pas de renforcement par géogrille, seul un capteur de tassement est posé au centre de la maille d'inclusions rigides, et relié au capteur de référence déjà utilisé pour les mailles M2 et M4. Le nombre de capteurs étant limité, et les tassements étant attendus au centre de la maille et non pas au droit de l'inclusion, le capteur a été placé au centre de la maille.

- Report de charge au sein de la plateforme de transfert de charges

Deux niveaux de cellules de pression totale sont utilisés afin de déterminer les reports de charge au sein de la plateforme de transfert de charges : sur les mailles instrumentées, des capteurs sont positionnés en base (niveau n1) et en partie supérieure (niveau n2) de la plateforme de transfert de charges (Figure 4-150).

Compte tenu de la granulométrie du matériau de la plateforme de transfert de charges, des capteurs de 0,2 x 0,3 m ont été utilisés. Sur le niveau n1 des mailles instrumentées (M1, M3, M5 et M7), trois capteurs par maille sont mis en place : un capteur au droit d'une inclusion rigide, un capteur au centre de la maille, et un capteur en position intermédiaire. L'instrumentation au niveau n2 dépend de la présence ou non de géogrilles de renforcement sur la maille. Pour les mailles avec géogrilles (M1, M3), la même configuration de capteurs qu'au niveau n1 est répétée au niveau n2. Pour les mailles sans géogrilles (M5, M7), seule une cellule de pression totale est positionnée au droit de l'inclusion rigide.

Deux capacités de capteurs ont été employées en fonction des disponibilités et des gammes de contraintes attendues. Sur le niveau n2, où les reports de charge attendus sont relativement moins élevés, la capacité des capteurs de pression totale est de 200 kPa. La mesure de contrainte verticale est effectuée avec une précision de ± 1 kPa. Sur le niveau n1, des capteurs de gamme 300 kPa sont installés, pour une précision de mesure de l'ordre de $\pm 1,5$ kPa. En raison des capteurs disponibles au moment du lancement des expérimentations, le niveau n1 la maille M6 comprend deux capteurs de capacité 200 kPa, positionnés au droit du sol compressible, où la contrainte attendue est relativement moins forte qu'au droit des inclusions rigides.

On note que les capteurs de dimensions 0,2 x 0,3 m ne recouvrent pas totalement la surface théorique de la tête d'inclusion de 0,3 m de diamètre (85% de la surface sont recouverts). On rappelle que la répartition de contrainte en tête d'inclusion peut ne pas être homogène (valeur maximale aux bords et minimale au centre). Néanmoins, le dispositif de mesure est un capteur de pression qui intègre dans une direction le profil complet de la répartition de contrainte en tête d'inclusion. La valeur moyenne mesurée reste représentative, malgré le déficit de recouvrement du capteur.

- Déformation des deux géogrilles croisées

Les déformations des géogrilles sont mesurées par fibre optique. Ainsi, chaque géogrille est équipée d'une fibre optique comprenant 6 réseaux de Bragg (FBG). Ces fibres sont insérées dans la trame de la géogrille lors de sa fabrication afin d'éviter tout biais de mesure induit par une éventuelle désolidarisation de la fibre (dans un lé de géotextile par exemple) et de la géogrille de renforcement. Par sécurité, les mesures sont doublées.

Chaque fibre optique est insérée dans le sens machine de la géogrille de manière à être positionnée au droit d'une file d'inclusions rigides (Figure 4-152). Au final les fibres F1 et F2 sont en sens transversal du remblai sur la géogrille inférieure (0,2 m au-dessus des inclusions), et les fibres F3 et F4 sont insérées parallèlement à l'axe du remblai, sur la géogrille supérieure (0,4 m au-dessus des inclusions).

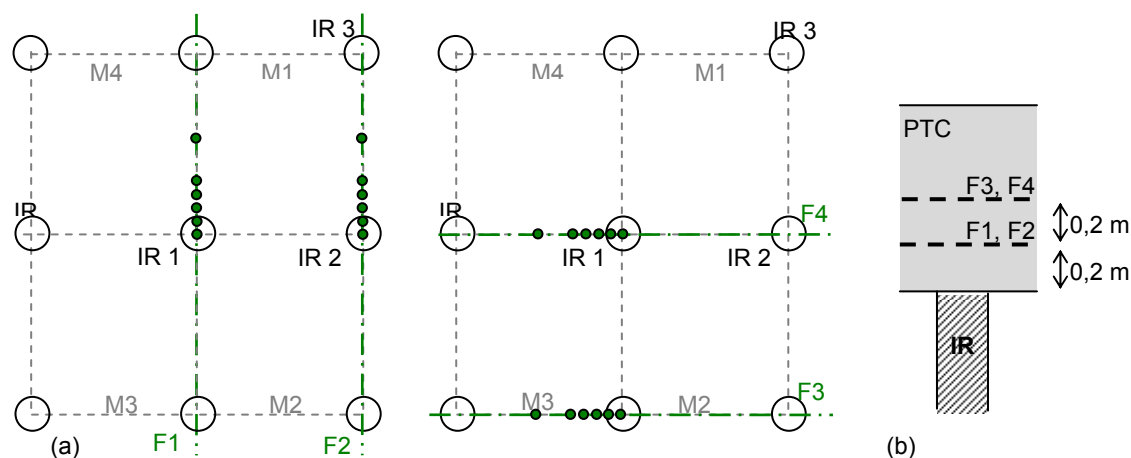


Figure 4-152 : Vue en plan des fibres optiques et des réseaux de Bragg

Pour chaque fibre, les points de mesure matérialisés par les réseaux de Bragg sont répartis de manière à mesurer les déformations maximales de la géogrille, au niveau de la tête des inclusions rigides : un réseau de Bragg est centré sur une inclusion rigide, et 4 réseaux sont positionnés sur la

même fibre optique dans l'alignement de la file d'inclusions avec un espacement entre points de mesure de 0,1 m. Cette disposition a été choisie en accord avec les résultats présentés dans la littérature, selon lesquels les déformations maximales du géosynthétique sont localisées au niveau des têtes des inclusions rigides (PN ASIRI, 2012). Enfin, un dernier réseau de Bragg est positionné à mi-maille afin d'estimer la déformation minimale sur la file d'inclusions rigides.

Les réseaux de Bragg permettent de détecter en laboratoire des déformations avec une précision de l'ordre de $\pm 1 \mu\epsilon$ ($1 \mu\epsilon = 10^{-6}$). Il est considéré que la plage de mesure s'étend jusqu'à la rupture de la fibre optique, qui a lieu à une déformation de 6 %. Pour plus de détails sur le principe de mesure par réseau de Bragg, on se référera au paragraphe 3.1.2 des expérimentations sur le thème des effondrements localisés.

▪ Système d'acquisition

Les capteurs de tassement et de pression totale bénéficient d'un système d'acquisition automatique, composé d'une centrale d'acquisition installée sur un mât et alimentée par un panneau solaire. La centrale est programmée pour effectuer un cycle de mesure une fois par heure. Les données peuvent alors être récupérées à distance par une connexion téléphonique.

La mesure de déformation des réseaux de Bragg s'effectue ponctuellement à l'aide d'un analyseur manipulé par un opérateur sur chantier.

4.1.3 Mise en place des plots expérimentaux

La réalisation des expérimentations s'est déroulée en deux phases : une phase d'installation et pose des capteurs, puis une phase d'acquisition des données pendant la montée du remblai sus-jacent. Ce phasage a permis, grâce à l'implication des personnels des entreprises Egis Géotechnique (instrumentation, acquisition), Vinci (terrassements) et du groupement COSEA (mesures manuelles à distance), de n'intervenir sur le terrain que lors de la pose des capteurs puis d'effectuer l'acquisition des données à distance.

4.1.3.1 Préparatifs pour l'installation de l'instrumentation

Cette expérimentation en vraie grandeur étant effectuée sur chantier réel, l'installation de l'instrumentation s'est effectuée de manière coordonnée avec le travail des équipes de terrassement.

Lors de notre arrivée sur le chantier, les inclusions rigides avaient été réalisées et recouvertes d'une couche de 0,3 m de grave 0/63 mm afin de réaliser des essais de pré-chargement aléatoires sur cette zone du remblai. Deux « casiers » ont donc été délicatement excavés à la pelle mécanique afin de dégager les zones à instrumenter jusqu'à la cote de la tête des inclusions rigides (niveau n1, Figure 4-153a). Une tranchée reliant ces casiers à l'emplacement de la centrale d'acquisition est également réalisée. Une fois emplie de sable, elle permet de faire passer les câbles électriques et hydrauliques des capteurs sans que l'on ait à craindre qu'ils soient endommagés par les granulats du matériau de la plateforme de transfert de charges.

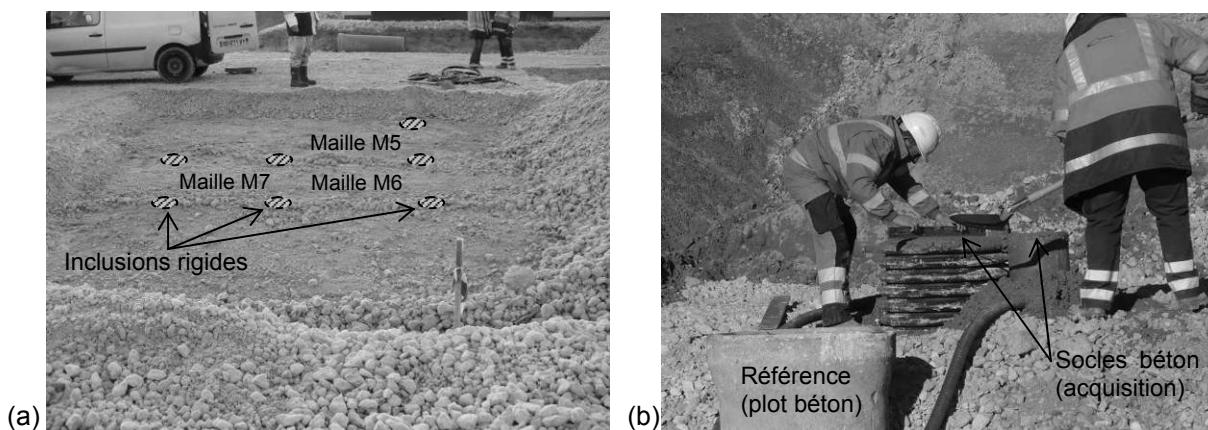


Figure 4-153 : Ouverture du casier en zone 2 (a) et réalisation des plots béton pour l'ancrage du système d'acquisition (b)

Par ailleurs, un plot et deux socles en béton sont installés hors de l'emprise du remblai (Figure 4-153b). Le plot béton, relativement massif, servira de référence pour les capteurs de tassement. Les deux socles remplis de béton et nivelés à l'horizontale permettront de fixer les mâts du système d'acquisition.

4.1.3.2 Pose des capteurs du niveau n1

L'instrumentation du niveau n1, à la cote de la tête des inclusions rigides, comprend :

- 3 cellules de pression totale sur les mailles M1, M3 (zone 1, avec géogrid) et M5, M7 (zone 2, sans géogrid) ;
- 5 capteurs de tassement montés en boucle sur les mailles M2 et M4 (zone 1) ;
- 1 capteur de tassement en maille M6 (zone 2) ;
- 1 capteur de tassement en référence, placé sur le plot béton (Figure 4-153b).

Les capteurs de pression totale sont posés sur une couche de sable nivelée à l'horizontale (Figure 4-154a), puis recouverts de sable afin d'éviter d'endommager les capteurs lors du recouvrement par la grave 0/63 mm de la plateforme de transfert de charges. De même, les capteurs de tassement (transducteurs de pression) et leur circuit électrique et hydraulique sont enfouis dans une couche de sable (Figure 4-154b). Par surcroît de précaution, les câblages sont tous insérés dans des fourreaux, puis reportés vers la centrale d'acquisition par le biais d'une tranchée sablée (Figure 4-155). Ensuite, le casier en zone 2 est précautionneusement remblayé à la pelle mécanique avec une grave 0/63 mm afin de protéger définitivement les capteurs. En zone 1, le remblaiement est effectué uniquement par du sable sur une épaisseur de 0,2 m au-dessus de la cote de la tête des inclusions rigides.

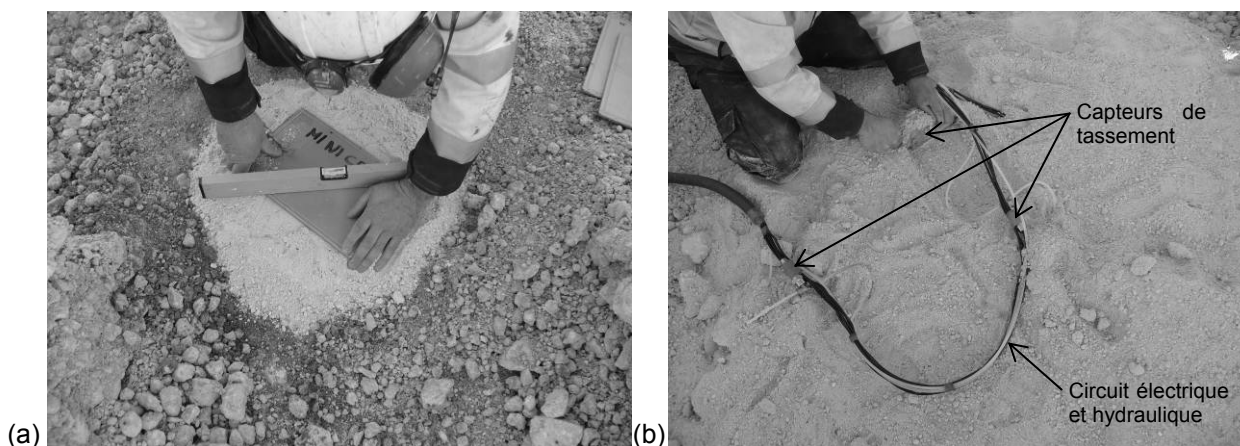


Figure 4-154 : Pose d'un capteur de pression totale (a) et des capteurs de tassement (b) en zone 1

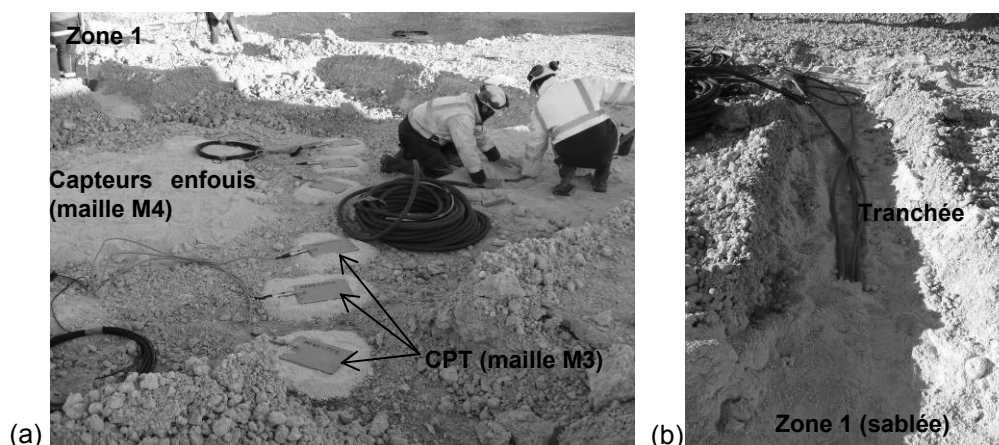


Figure 4-155 : Vue d'ensemble de l'instrumentation au niveau n1 de la zone 1 avant sablage (a) et tranchée sablée pour la liaison électrique et hydraulique des capteurs à la centrale d'acquisition (b)

4.1.3.3 Installation des géogrilles instrumentées

Les géogrilles mises en place sur le plot expérimental en zone 1 comprennent chacune deux fibres optiques, insérées dans la trame du renforcement lors de sa production, en atelier. La géogrille inférieure est positionnée en zone 1 sur la couche de sable de 0,2 m d'épaisseur dans le sens travers du remblai (Figure 4-156a). Sa position alors est ajustée de manière à ce que les réseaux de Bragg coïncident avec les positions prévues au paragraphe 4.1.2 (Figure 4-156b). La fibre optique, les réseaux de Bragg et les câbles tirés jusqu'à l'emplacement du boîtier d'acquisition spécifique sont ensuite protégés par un cordon de sable.

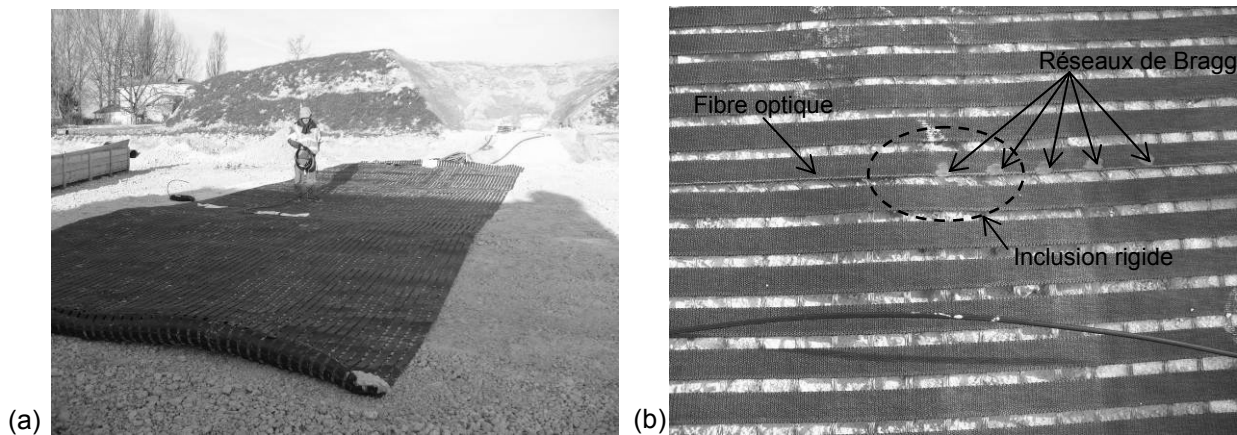


Figure 4-156 : Pose de la géogrille inférieure (a) et vue de détail des réseaux de Bragg au droit d'une inclusion rigide (b)

Une couche de grave 0/63 mm de 0,2 m d'épaisseur est alors mise en place sur la géogrille inférieure et très légèrement compactée par des passages régulièrement espacés de la pelle mécanique. L'étendue de cette couche est agrandie à l'emprise de la géogrille supérieure, qui croise la première géogrille. Une fois la plateforme égalisée, un repérage topographique des inclusions rigides situées en zone 1 est réalisé. La géogrille supérieure est alors mise en place dans l'axe du remblai et 0,4 m au-dessus de la cote de la tête des inclusions rigides, selon les mêmes principes que ceux considérés pour la géogrille inférieure.

4.1.3.4 Pose des capteurs du niveau n2

Le niveau n2 est localisé à 0,8 m au-dessus du niveau n1. Cela correspond à la partie supérieure de la plateforme de transfert de charge en grave 0/63 mm. A cet emplacement, l'instrumentation comprend :

- 3 capteurs de pression totale répartis entre une inclusion rigide et le centre de la maille sur les mailles M1 et M3 (zone 1, avec géogrille) ;
- 1 capteur de pression totale placé au droit d'une inclusion rigide sur les mailles M5 et M7 (zone 2, sans géogrille).

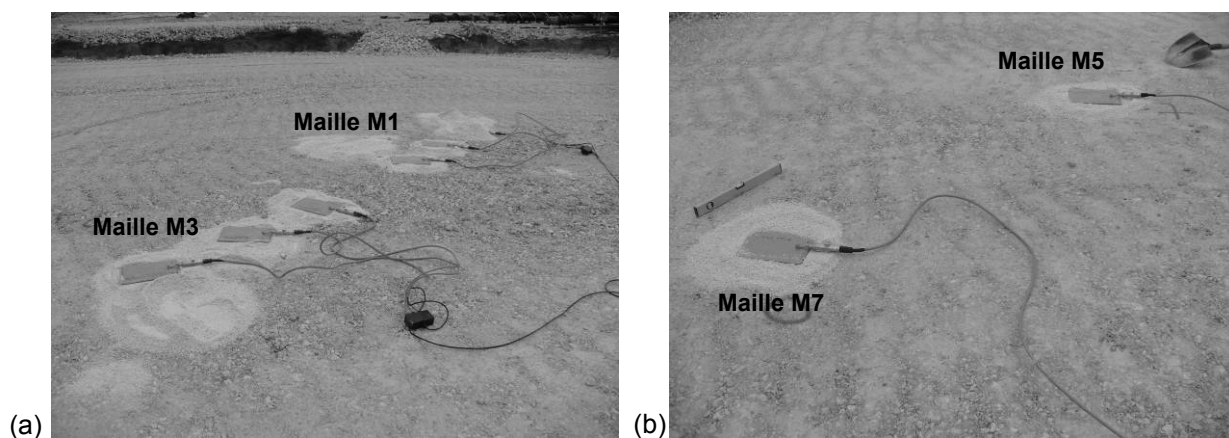


Figure 4-157 : Pose des capteurs de pression totale en niveau 2 sur la zone 1 (a) et sur la zone 2 (b)

Comme pour le niveau n1, les capteurs de pression totale sont posés horizontalement sur une couche de sable, puis recouverts de sable afin d'être protégés des granulats anguleux du remblai sus-jacent. Les câbles sont insérés dans des gaines laissées en réserve lors de la pose des capteurs au niveau n1 pour rejoindre l'emplacement de la centrale d'acquisition.

Afin de ne pas laisser apparents le sable et les câbles des capteurs sur les zones 1 et 2, de la grave 0/63 mm est précautionneusement déposée sur l'emplacement des zones instrumentées.

4.1.3.5 Installation du système d'acquisition et mesures initiales

Les câbles et circuits hydrauliques des capteurs sont ramenés vers l'emplacement du système d'acquisition par le biais d'une tranchée constituée de sable. Le système d'acquisition étant positionné en pied et à la limite de l'emprise du remblai final, un tremplin en sable a été réalisé autour du plot en béton, servant de base au capteur de tassement de référence, et près de la butte sur laquelle les socles ont été préparés (Figure 4-158a). Les câbles sont alors recouverts d'une couche de sable protectrice, puis de grave 0/63 mm.

Les mâts sont mis en place sur les socles pour fixer la centrale d'acquisition, son panneau solaire, le réservoir dédié aux des circuits hydrauliques des capteurs de tassement, et le boîtier de lecture des fibres optiques (Figure 4-158b).

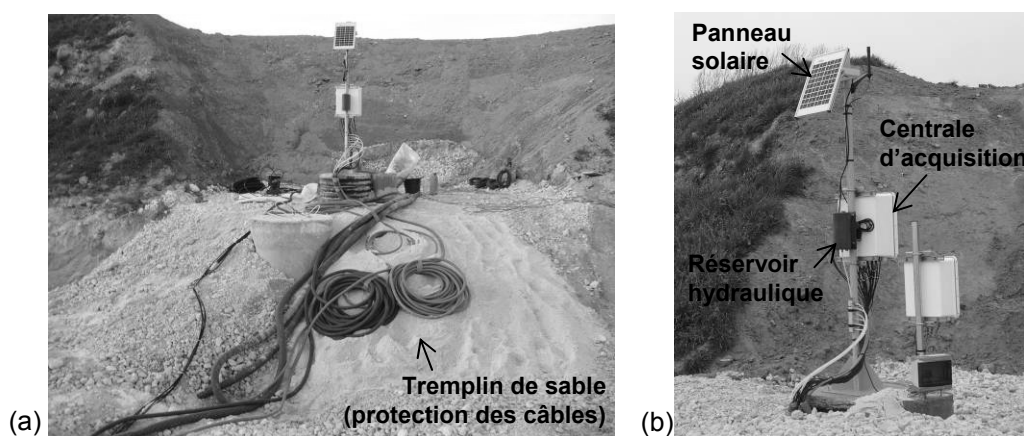


Figure 4-158 : Aménage des câbles (a) vers le système d'acquisition (b)

Une fois tous les capteurs connectés électriquement (et hydrauliquement pour les capteurs de tassement), des mesures manuelles et un test d'accès à distance aux données de la centrale sont effectués.

Une mesure initiale est réalisée pour chaque capteur connecté à la centrale d'acquisition. Pour ce faire, le capteur est installé sur le terrain, protégé par une couche de sable et relié à la centrale. Une mesure stabilisée est alors effectuée, et comparée à la mesure effectuée sur le capteur avant son installation pour vérifier sa pertinence.

Par la suite, la pertinence des mesures est évaluée en regard des évolutions de report de charge, tassement et déformations attendues au fur et à mesure de la mise en place de matériaux sur les zones instrumentées.

4.1.4 Résultats expérimentaux

Les résultats expérimentaux exploités concernent principalement les tassements en base de la plateforme de transfert de charges (PTC), les contraintes verticales en base et toit de PTC, ainsi que les déformations des géogrilles. L'enregistrement des données est effectué tout au long de la montée de remblai. En raison de la réalisation tardive des expérimentations sur le calendrier de la thèse, nous nous limitons ici à l'exploitation des données obtenues au 28 février 2014, soit pour une hauteur de remblai de 2,4 m au-dessus des têtes d'inclusions rigides. Par ailleurs, les reports de charge n'ayant lieu qu'une fois que l'épaisseur de la plateforme de transfert de charges est suffisante (ici 0,8 m), seuls les résultats pour des hauteurs de matériau supérieures à 1m sont présentés.

L'ensemble des résultats finaux fera l'objet d'un rapport complémentaire détaillé.

4.1.4.1 Tassements à la base de la plateforme de transfert de charges

Les tassements sont mesurés à l'aide de capteurs situés dans les mailles instrumentées, auxquels se rajoute un capteur de référence sur un plot béton localisé en-dehors de l'emprise du remblai. Les mesures de tassement dans les mailles sont ainsi déterminées par rapport à la référence, dont on contrôle la cote par des levés topographiques du plot béton.

Les résultats des derniers levés topographiques n'étant pas connus au 28 février 2014, seuls les tassements différentiels calculés par rapport au tassement de l'inclusion rigide sont présentés.

En zone 1 (mailles M2 et M4), les valeurs de tassement mesurées augmentent logiquement avec la hauteur du remblai. Pour une hauteur de remblai de 2,4 m, le tassement différentiel par rapport à l'inclusion du sol en base de plateforme de transfert de charges est de l'ordre du centimètre sur les deux mailles instrumentées, M2 et M4 (Figure 4-159). Compte tenu de la faible hauteur de remblai et du maillage relativement resserré des inclusions rigides (1,7 x 1,7 m), les tassements différentiels relevés sont faibles. De plus, les écarts entre mesures effectuées sur une même maille sont de l'ordre de la précision de mesure (5 mm en considérant la pleine échelle des capteurs).

Sur la zone 2 sans géogridde de renforcement, seul un capteur de tassement au centre de la maille M7 est présent. Il n'est donc pas possible de calculer un tassement différentiel par rapport à la tête des inclusions rigides. Néanmoins, une valeur de tassement brute d'environ 1 cm est mesurée, ce qui reste cohérent avec les valeurs précédemment trouvées.

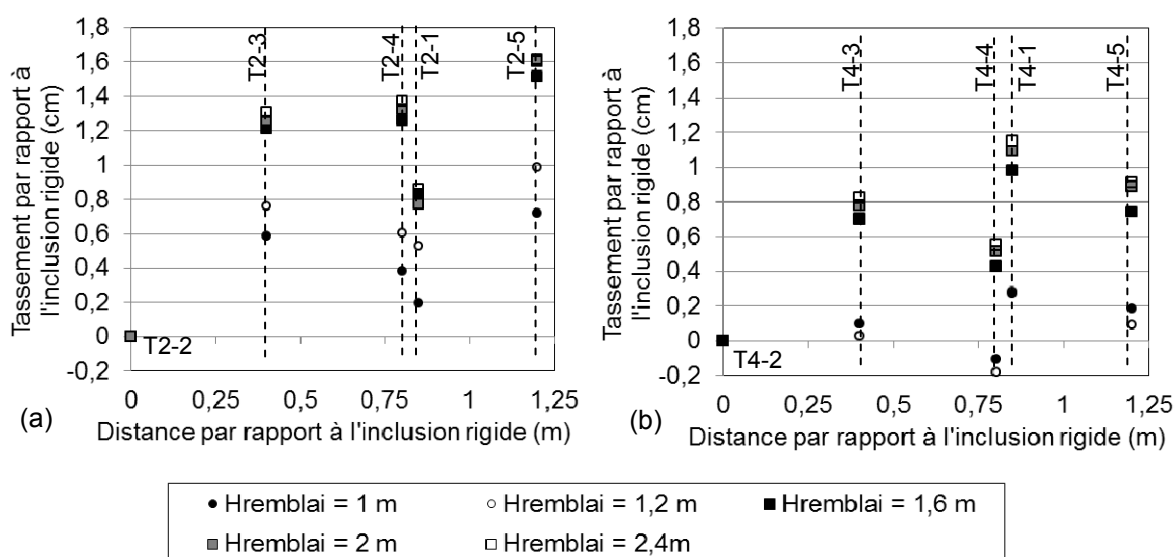


Figure 4-159 : Tassements différentiels en base de la PTC par rapport à l'inclusion rigide sur les mailles M2 (a) et M4 (b) avec géogridde

Les valeurs de tassement restant relativement faibles, il conviendra de poursuivre l'exploitation de ces mesures lors de la poursuite de la montée du remblai.

4.1.4.2 Déformation des géogrilles

Les déformations des géogrilles sont mesurées par fibres optiques équipées de réseaux de Bragg. On se limite ici à présenter les résultats pour une hauteur de remblai de 2 m, qui sont les derniers résultats disponibles au 28 février 2014. Seules les mesures de la géogridde supérieure (à 0,4 m au-dessus des inclusions rigides) sont présentées. En effet, les mesures effectuées à partir de la géogridde inférieure prennent des valeurs extrêmement faibles, voire négatives, en contradiction avec les résultats de la littérature. Une explication réside dans les difficultés de mise en œuvre du lé de géogridde non continu.

Les valeurs de déformation atteintes pour une hauteur de remblai de 2 m sont relativement faibles et n'excèdent pas 0,25 % (Figure 4-160). En effet, la surcharge associée au remblai est faible pour générer une mise en tension rapide et significative (qui est corrélée avec les mesures de tassement). Qualitativement, les mesures montrent que les déformations maximales sont localisées au droit des inclusions rigides. Ce résultat est cohérent avec les travaux expérimentaux antérieurs (Briançon et Simon, 2012).

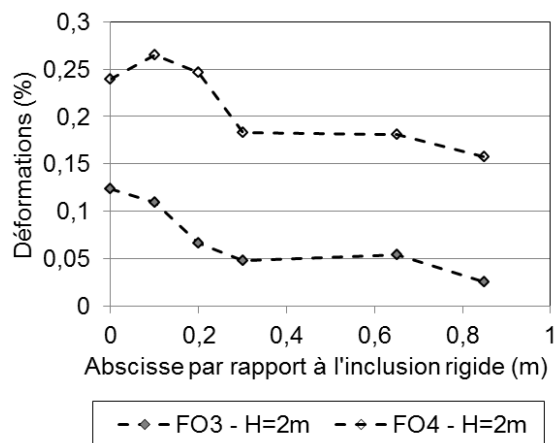


Figure 4-160 : Mesures de déformations brutes des géogrilles supérieures par fibre optique (H = 2 m)

4.1.4.3 Report de charges vers les inclusions rigides

Les mesures de la contrainte verticale au droit de l'inclusion (niveau n1) permettent, en première approche, d'estimer le report de charge vers les inclusions au cours de la montée du remblai. Ce report de charge, ou efficacité E, est calculé comme le rapport entre les efforts transmis aux inclusions rigides et le poids du sol de remblai défini sur une maille :

$$E = \frac{F_{IR}}{F_{Maille}} = \frac{\sigma \times \pi D^2 / 4}{\gamma H \times s^2} \quad \text{Eq. 4-5}$$

Avec : γ le poids volumique du remblai de hauteur H, σ la contrainte mesurée par le capteur, s le côté de la maille et D le diamètre des inclusions rigides.

Les valeurs de contrainte verticale sur les inclusions rigides et les valeurs de l'efficacité des reports de charge sont répertoriées dans le Tableau 4-40 pour une hauteur de remblai de 2,4 m. L'historique du report de charge est indiqué Figure 4-161. Le report de charge estimé par l'équation 4-5 présente une part d'erreur du fait que la contrainte mesurée est une valeur moyenne d'une répartition de contrainte non homogène, et que le poids volumique du matériau doit être confirmé (valeur issue des spécifications, en attente des résultats du contrôle interne).

Tableau 4-40 : Contraintes au droit des inclusions rigides et reports de charge sur l'inclusion (H = 2,4 m)

Maille	M1	M3	M5	M6
Renforcement	Géogrille	Géogrille	-	-
Contrainte verticale sur l'inclusion – niveau n1 (kPa)	243,4	219,6	169,2	144,0
Ecart sur la valeur de contrainte verticale mesurée	9,8 % (23,8 kPa)		14,9 % (25,2 kPa)	
Report de charge sur l'inclusion - niveau n1 (%)	11,8	10,7	8,2	7,0

Le report de charge mesuré est de l'ordre de 11 % en zone 1 renforcée par géogrille et de l'ordre de 7 à 8 % en zone 2 non renforcée par géogrille, pour une hauteur de remblai de 2,4 m (Tableau 4-40).

Les disparités entre mesures de capteur d'une même zone sont de l'ordre de 10 à 15 %. Cette valeur est faible et témoigne d'une mise en œuvre relativement correcte de l'instrumentation.

La différence de report de charge entre la zone 1 et la zone 2 existe mais reste peu marquée à ce stade de l'expérimentation.

Pour un remblai de hauteur 2,4 m, la contrainte sur l'inclusion rigide en maille M3, centrée sous les lés géosynthétiques de la zone 1 est de 219,6 kPa soit une charge de 15,5 kN.

Considérant un poids volumique du matériau de remblai de 18 à 21 kN/m³, la charge totale qui s'appliquerait sur le sol support serait de 109,4 à 130,2 kN soit une contrainte reportée sur le sol

support de 38,8 à 46,2 kPa. A titre de comparaison, les mesures des capteurs au centre de la maille (CPT3-3) et en position intermédiaire (CPT3-2) sont respectivement 32,9 kPa et 50,8 kPa soit une valeur moyenne de 42 kPa proche de l'estimation analytique de la contrainte moyenne sur le sol.

L'évolution des reports de charge vers les inclusions rigides au niveau n1 en fonction de la hauteur de remblai est quelque peu imprécise au début de la construction du remblai en raison du rôle vraisemblablement important de la mise en œuvre (Figure 4-161). Ainsi pour des hauteurs de remblai inférieures à 2 m il est difficile de démarquer les mesures effectuées en zone avec géogridde des mesures effectuées en zone sans géogridde, les courbes n'étant pas ordonnées.

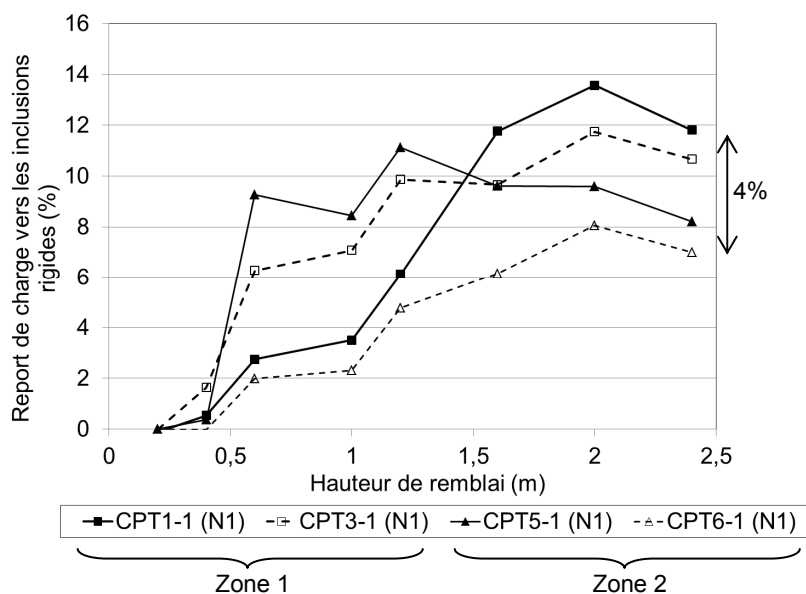


Figure 4-161 : Reports de charge vers les inclusions rigides au cours de la montée du remblai

4.1.4.4 Distribution de contrainte verticale sur la maille d'inclusions rigides

La disposition des capteurs de pression totale permet d'estimer la distribution de contrainte verticale sur la maille d'inclusions rigides en trois positions différentes (Figure 4-150) : sur l'inclusion rigide (capteurs en maille X nommés CPTX-1), au centre de la maille d'inclusions (capteurs nommés CPTX-3), et entre ces deux positions (capteurs CPTX-2). Afin de simplifier la lecture des données, on étudie ici l'évolution des contraintes verticales moyennes calculées à partir des mesures de capteurs de positionnement identique, en distinguant les cas avec et sans renforcement par géogridde. Par exemple la contrainte verticale moyenne au droit de l'inclusion rigide au niveau N1 et zone 1 correspond à la moyenne des mesures des capteurs CPT1-1 et CPT3-1.

L'évolution des contraintes verticales moyennes aux niveaux n1 et n2 suit une augmentation logique avec la montée du remblai (Figure 4-162). Au niveau n1, les augmentations de contrainte sont les plus marquées au droit des inclusions rigides (capteurs CPTX-1), avec une valeur maximale atteinte en zone renforcée par une géogridde. Pour les faibles hauteurs de remblai, au droit du sol (capteurs CPTX-2 et CPTX-3), la valeur de contrainte verticale correspond approximativement à la contrainte verticale due au poids propre de remblai (Figure 4-163).

Au niveau n2, soit au-dessus de la plateforme de transfert de charges, la contrainte verticale au droit des inclusions rigides diffère peu entre les zones 1 et 2 (soit avec et sans renforcement par géogridde). De plus, la variation de contrainte verticale sur la maille d'inclusions rigides est très limitée (Figure 4-163). On peut donc en déduire que les reports de charge du niveau n2 sont peu influencés par les géogriddes de renforcement sous-jacentes.

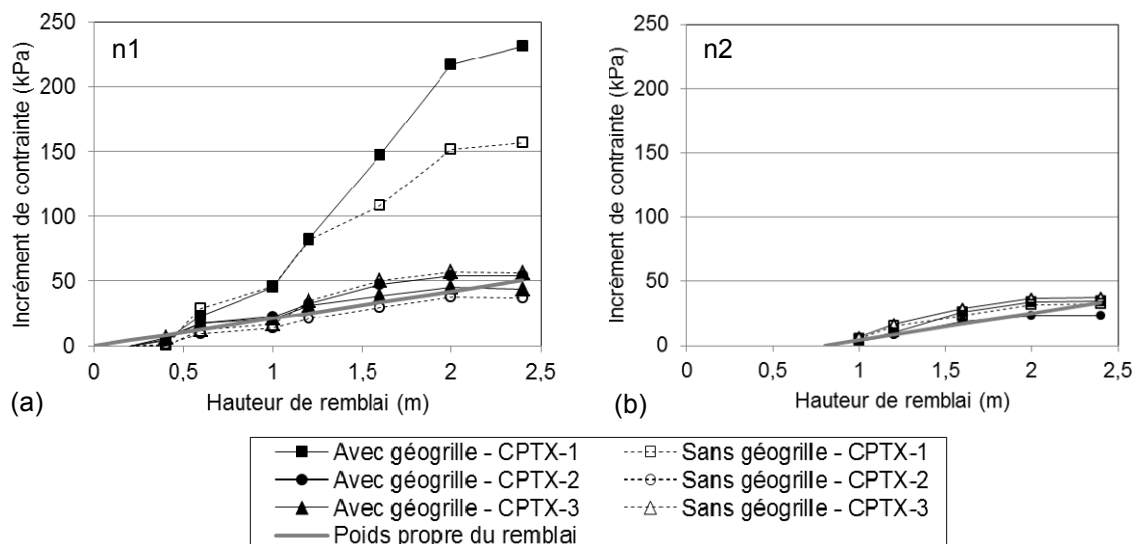


Figure 4-162 : Contraintes verticales sur la maille d'inclusions en fonction de la hauteur de remblai

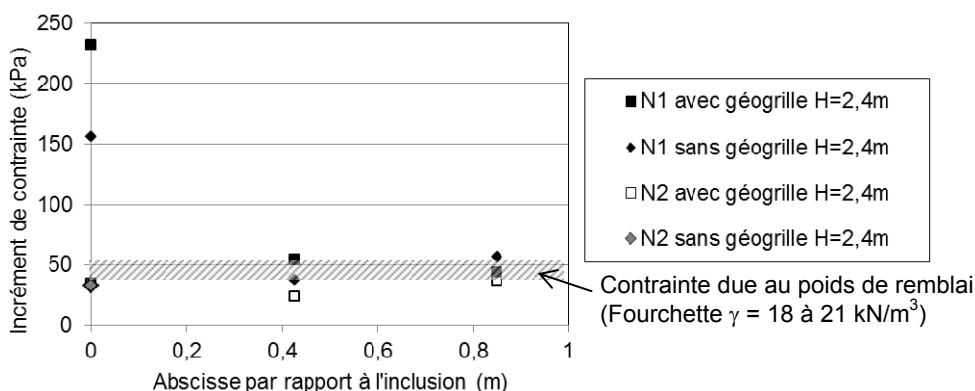


Figure 4-163 : Distribution de contrainte verticale moyenne sur la maille d'inclusions rigides (H = 2,4 m)

4.1.5 Analyse critique des résultats expérimentaux et retour d'expérience

La première exploitation des résultats expérimentaux pose ici la question de la fiabilité des mesures et du bon fonctionnement de l'instrumentation, notamment au sujet des mesures de déformation des géogrilles.

4.1.5.1 Représentativité des expérimentations

Les expérimentations en vraie grandeur consistent en l'instrumentation d'une partie intégrante de l'ouvrage. La question de leur représentativité par rapport aux conditions de chantier réel ne se pose donc pas.

Malgré tout, le dimensionnement du remblai a été effectué hors cadre du projet sans tenir compte du renforcement par géogrilles. Le maillage des inclusions rigides est donc optimisé pour permettre la stabilité du remblai et de ses surcharges d'exploitation ferroviaires sans renforcement de la plateforme de transfert de charges. L'ajout de géogrilles pour les expérimentations en vraie grandeur contribue peu à la stabilité de l'ouvrage : les grilles seront donc que très peu sollicitées, ce qui est cohérent avec les valeurs de déformation mesurées par fibre optique.

4.1.5.2 Bilan instrumental et validité des mesures

Globalement, le fonctionnement des systèmes d'instrumentation utilisés et de leur acquisition est correct. Hormis une mesure de tassement en zone non renforcée par géogridde, l'ensemble des mesures de contrainte verticale, tassement et déformation semble cohérent. Les mesures de

contrainte sur les inclusions sont à considérer avec précautions compte tenu de leur forme rectangulaire. Pour une hauteur de remblai suffisante, les ordres de grandeur des contraintes verticales mesurées ont malgré tout pu être vérifiés.

D'autre part, les mesures de tassement différentiel ont permis de constater une valeur de tassement moyenne du sol sur les mailles instrumentées avec des disparités entre capteurs, de l'ordre de la précision de mesure. Au final, les mesures de tassement et de déformation des géogrilles ne sauraient faire l'objet d'une exploitation quantitative.

4.1.6 Conclusions sur les travaux expérimentaux

Les expérimentations ont permis de constater des tassements différentiels cohérents au sein de l'ouvrage renforcé, et d'entrevoir le rôle d'une géogridde de renforcement sur les transferts de charges en base d'un remblai sur inclusions rigides. Ce résultat a pu être obtenu malgré la réalisation tardive des expérimentations sur le planning de la thèse, et le choix d'arrêter l'exploitation des mesures (dans le cadre des travaux de thèse) au 28/02/2014, l'acquisition des mesures se poursuivant au-delà de cette date.

Le tassement différentiel mesuré en différents points de la maille d'inclusions rigides a une progression logique et cohérente avec sa position par rapport à l'inclusion rigide. En effet, les tassements les plus importants sont localisés au centre de la maille d'inclusions, ou entre deux inclusions voisines. En revanche, le rôle de la géogridde sur les tassements de la plateforme de transferts de charges n'a pas pu être évalué avec l'expérimentation.

Par ailleurs, les mesures de contrainte verticale permettent de constater l'existence de transferts de charges malgré la hauteur limitée du remblai. L'apport de la géogridde sur les transferts de charges reste néanmoins très limité en raison de la faible mise en tension de la géogridde, confirmée par les mesures de déformation.

D'autre part, l'uniformité des mesures de contrainte verticales en partie supérieure de la plateforme de transfert de charges souligne que le report de charges vers les inclusions rigides s'effectue principalement dans le corps de la plateforme de transfert de charges. Dans ce cas de mailles d'inclusions de 1,7 x 1,7 m et de hauteur de remblai limitée, les reports de charge vers les inclusions se font donc sur une épaisseur de 0,8 m.

Enfin, l'ensemble des résultats expérimentaux constitue une base de données pour l'heure incomplète. Il conviendra ainsi de poursuivre l'exploitation des résultats au fur et à mesure de l'augmentation de la surcharge sur les zones instrumentées afin de vérifier la bonne mise en tension des géogrilles, la pertinence des tassements et l'évolution des reports de charge. Cette analyse devra également être complétée par l'exploitation des résultats des levés topographiques de la référence.

4.2 Simulation numérique des expérimentations en vraie grandeur

Les simulations numériques réalisées sur le thème des inclusions rigides ont été effectuées à partir du code de calcul YADE (Yet Another Discrete Engine) et la définition d'un modèle de grille discret développé au laboratoire 3SR dans le cadre du travail de F. Kneib entre septembre 2012 et mars 2013.

Ces derniers développements numériques nous ont permis d'effectuer des simulations complètes du système de renforcement de sols par inclusions rigides associant des grilles de renforcement, le sol compressible et l'interaction sol/inclusion.

Ces nouvelles simulations ont nécessité la validation de certaines procédures de calcul. Néanmoins, l'influence systématique de tous les paramètres de calcul n'a pas pu être effectuée compte tenu des délais impartis.

En l'absence de caractérisation mécanique des matériaux des remblais expérimentaux et ce en raison de la réalisation tardive des expérimentations, le modèle numérique n'a pas pu être calibré de manière précise et donne lieu à une analyse qualitative mais néanmoins réaliste du comportement de la plateforme de transfert de charges sur une maille d'inclusions rigides.

4.2.1 Description du modèle numérique

4.2.1.1 Définition du modèle

Le modèle numérique discret est défini en adéquation avec les données géométriques et mécaniques des expérimentations en vraie grandeur, ou de manière à les approcher au mieux. Une plateforme de transfert de charges est ainsi simulée sur une maille de sol support renforcé par quatre inclusions rigides. La plateforme de transfert de charge peut, le cas échéant, être renforcée par une géogridde. Une surcharge uniforme de remblai est appliquée au toit de cette plateforme.

Les matériaux granulaires (sol support, plateforme de transfert de charges) sont constitués de 20000 clumps d'élancement 1,5 mis en place par grossissement. La présence de la grille (fixe pendant la phase de grossissement), des inclusions rigides et de deux zones de sols différentes ont nécessité une légère adaptation de la méthode de mise en place développée dans SDEC (sujet cavités, chapitre 3). Les assemblages granulaires ont été mis en place selon un état relativement lâche. Comme dans le cas des simulations sur cavités, la forme non sphérique des particules permet de restituer des caractéristiques mécaniques macroscopiques proches des caractéristiques réelles des matériaux granulaires. Le grossissement des particules s'effectue dans un volume donné représentant une maille d'inclusions rigides espacées de 1,7 m de côté (distance centre à centre des inclusions) (Figure 4-164). La porosité atteinte en fin de grossissement des sphères est de 0,41 dans le sol support et dans le matériau de la plateforme de transfert de charges. Les inclusions rigides sont constituées de sphères assemblées entre elles sous forme de cluster. Elles restent fixes lors des simulations et ne tassent pas.

Une fois les particules mises en place par grossissement, les caractéristiques des matériaux de remblai et de sol support leurs sont attribuées en fonction de leur position verticale dans le modèle. De fait, on affecte les caractéristiques du matériau de la plateforme de transfert de charges aux particules situées au-dessus de la cote de la tête des inclusions et celles du sol compressible pour celles situées en dessous. Après application de la gravité, une surcharge uniforme est progressivement appliquée en tête du matelas de transfert de charges.

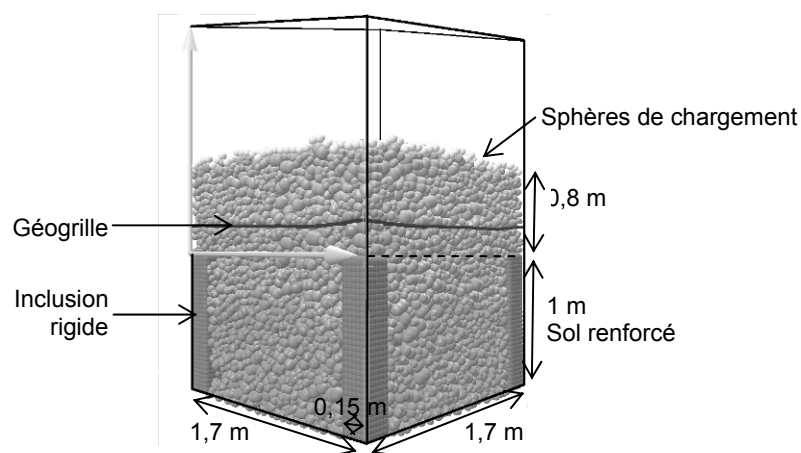


Figure 4-164 : Vue d'ensemble du modèle numérique après mise en place des particules sous poids propre

Le Tableau 4-38 présente les caractéristiques des matériaux granulaires de la simulation, dont la courbe granulométrique est donnée en Figure 4-165.

Tableau 4-41 : Caractéristiques des matériaux granulaires numériques

		Plateforme de transfert de charges*	Sol support
Paramètres microscopiques	Type	Clusters	Clusters
	Nombre	12000	8000
	Elancement (-)	1,5	1,5
	Angle de frottement (°)	35	60
	Cohésion (kPa)	0	0
	Module d'élasticité (MPa)	10	3
	Coefficient de Poisson (-)	0,5	0,3
	Densité (kg/m ³)	3100	1000
Caractéristiques macroscopiques après mise en place sous poids propre	Porosité numérique (-)	0,41	0,41
	Poids volumique (kN/m ³)	17,9	5,8
	Module d'Young (MPa)	0,9	0,78
	Coefficient de Poisson (-)	0,3**	0,3**
	Angle de frottement interne : valeur au pic (°)	24	32
	Angle de frottement interne : valeur au palier (°)	24	26
	Cohésion (kPa)	0	0

*Hors influence de la grille de renforcement, **Valeur estimée

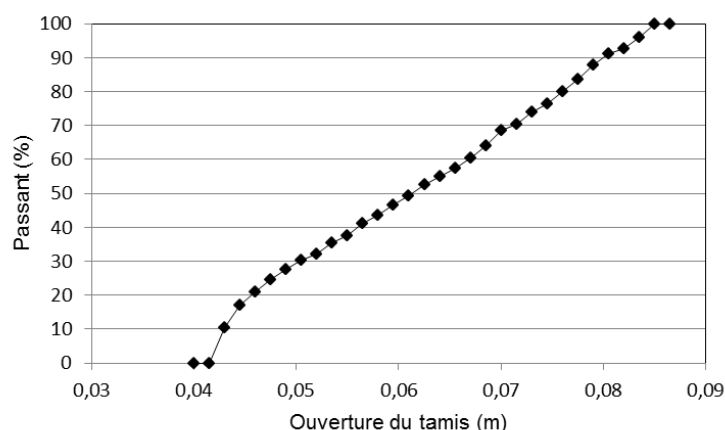


Figure 4-165 : Courbe granulométrique des assemblages de clusters de la plateforme de transfert de charges et du sol support

Le cas échéant, une géogridde de renforcement est insérée dans le matelas de transfert de charges selon les principes décrits au paragraphe 2.5.3.2. Cette grille composée de nœuds sphériques et de connexions cylindriques comprend deux directions orthogonales de renforcement. Sur la largeur de la maille d'inclusions (1,7 m), la grille présente 9 ouvertures (ou mailles) de section carrée de 0,19 m de côté. Comparativement aux produits géosynthétiques réels, ces ouvertures sont relativement grandes : il est en effet tenu compte de la dimension des particules de la plateforme de transfert de charges, soit 0,053 m de diamètre en moyenne. De cette manière, la dimension des ouvertures est de l'ordre de 3 à 4 fois la dimension des particules, ce qui permet d'avoir une certaine imbrication des particules dans les ouvertures de la grille.

L'influence de l'imbrication de particules ou de la taille des mailles de la grille sur les résultats fera l'objet d'une étude ultérieure.

La géogridde a une raideur de 13300 kN/m, qui correspond à la raideur des géogrilles testées lors des expérimentations en vraie grandeur pour une déformation à la rupture de 6 %. Cette raideur est convertie en un module d'Young des brins de la grille de 7900 MPa selon les principes décrits au paragraphe 2.5.3.2.

Enfin, chaque interaction entre un cylindre de la grille et les granulats est décrite par :

- Une raideur normale K_N définie à partir des modules d'élasticité E_i et rayons R_i des éléments en contact par :
$$K_N = \frac{E_1 R_1 \times E_2 R_2}{E_1 R_1 + E_2 R_2} ;$$

- Un angle de frottement d'interface de 20° (arbitraire). Là encore, l'influence de ce paramètre sur les résultats de calcul devra être confirmée.

Enfin, pour permettre le chargement du remblai numérique, une couche de 900 sphères de 0,028 m de diamètre équidistantes et alignées sur une grille dans le plan horizontal est définie. Ces sphères, sur lesquelles sont appliquées des forces verticales, sont positionnées au-dessus du matelas de transfert de charge et sont bloquées en déplacement dans le plan horizontal.

4.2.1.2 Calibration des paramètres du sol support

Les paramètres du sol support ont été calibrés de sorte à obtenir des valeurs de tassement du sol compressible de l'ordre de 10 cm conformes à celles qui seraient attendues expérimentalement sans renforcement. A partir des simulations numériques, le module œdométrique macroscopique du sol E_{oedo} peut être déterminé en fonction des tassements et de la contrainte appliquée σ :

$$s = \frac{\sigma H}{E_{\text{oedo}}} \quad \text{Eq. 4-6}$$

Une étude paramétrique est effectuée pour différents modules de raideur des sphères (EY) constituant les clumps, et une contrainte de chargement de 100 kPa. Le modèle numérique de sol support est mis en place de manière similaire à celle utilisée pour les simulations numériques de plateforme de transfert de charges sur inclusions. Ainsi, 8000 clusters de deux sphères sont mis en place avec les caractéristiques microscopiques données dans le Tableau 4-38. Une plaque rigide est alors positionnée en tête du sol numérique et une surcharge de 100 kPa est progressivement appliquée.

Le Tableau 4-42 présente les résultats des essais œdométriques numériques, qui ont permis de retenir une raideur microscopique de 3 MPa pour les sphères du matelas granulaire (soit 10 cm environ de tassement sous une surcharge de 100 kPa).

Tableau 4-42 : Essai œdométrique sur le matériau granulaire numérique (contrainte de 100 kPa)

Module d'élasticité des clusters du remblai (MPa)	2	3	4
Module œdométrique macroscopique du remblai (MPa)	0,83	1,05	1,18
Tassement numérique (m)	0,121	0,095	0,084

4.2.1.3 Validation du comportement en membrane de la géogridde de renforcement

La géogridde de renforcement doit pouvoir se comporter en membrane lors de sa sollicitation au sein du matériau granulaire : elle doit pouvoir se déformer de manière continue, sans irrégularités prononcées sur son profil. Le comportement cinématique de la grille est vérifié en la maintenant posée sur quatre plots sous son poids propre. Pour ce faire, les déplacements horizontaux des nœuds en bordure de la grille sont bloqués dans la direction perpendiculaire aux frontières du modèle numérique. La déformée obtenue (Figure 4-166) est cohérente avec le comportement cinématique attendu de la géogridde.

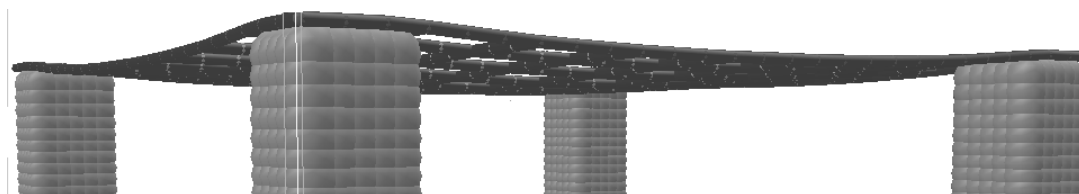


Figure 4-166 : Déformée de la géogridde sous son poids propre

4.2.1.4 Résultats types des simulations numériques

Les premières exploitations des résultats de la simulation d'une plateforme de transfert de charges renforcée par géogridde sur inclusions rigides permettent de contrôler la pertinence du modèle numérique. Une surcharge de 150 kN est appliquée de manière uniforme au-dessus du matelas granulaire.

Les déplacements et chaînes de forces au sein de la plateforme de transfert de charges et du sol compressible (sur une tranche de sol de faible épaisseur située entre les inclusions) sont cohérents avec le comportement attendu (Figure 4-167). Ainsi, les principales chaînes de forces sont localisées dans la plateforme de transfert de charges et orientées vers les têtes des inclusions rigides. Etant donné la porosité relativement élevée du matériau granulaire (0,41) qui conduit à un frottement macroscopique du sol de remblai faible, il est peu aisé d'observer un angle de diffusion dans la plateforme. Néanmoins, le contraste entre les efforts reportés vers les inclusions et le faible nombre d'efforts reportés vers le sol support montre que le modèle numérique permet bien un transfert de charges vers les inclusions rigides.

Par ailleurs, les tassements du sol support sont plus élevés entre les inclusions rigides et diminuent lorsque l'on s'en rapproche, ce qui illustre un possible effet d'accrochage du sol sur les inclusions. Le modèle tient donc a priori compte de l'interaction entre les inclusions rigides et le sol support. L'influence de la rugosité relative entre les particules de sol compressible et les particules des pieux reste à déterminer.

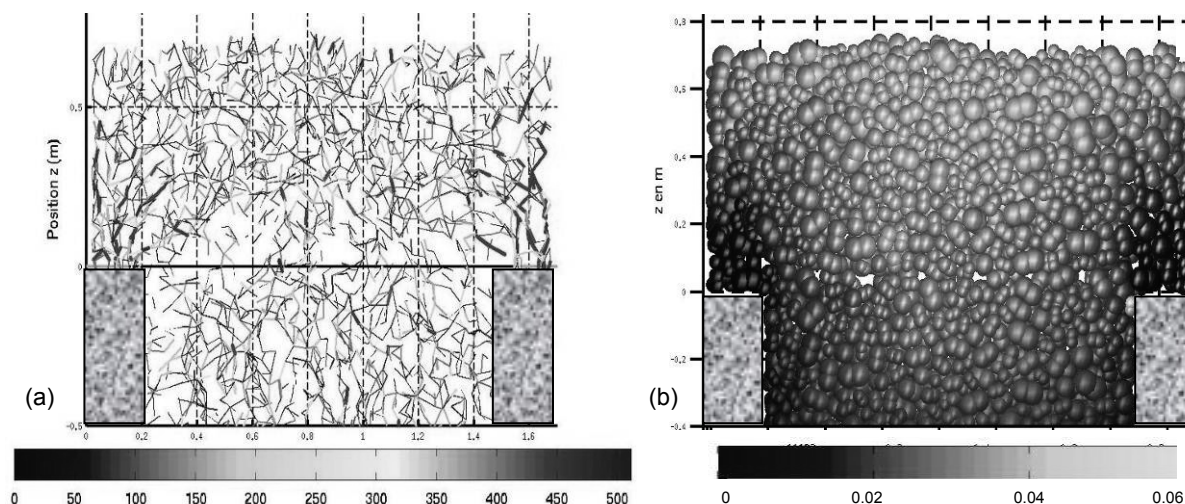


Figure 4-167 : Chaînes de forces (a) et déplacements (b) au sein de la plateforme de transfert de charges sous l'effet de l'application d'une surcharge de 150 kN

4.2.1.5 Limites du modèle numérique

Le modèle numérique mis en place permet a priori de simuler le comportement d'une plateforme de transfert de charges sur inclusions rigides, avec la possibilité de renforcer cette plateforme par une géogridde. Ce modèle n'a néanmoins pas pu être testé de manière approfondie et ses résultats sont donc à considérer avec précautions.

Par ailleurs, les caractéristiques des matériaux expérimentaux n'étant pas connues lors de la réalisation des simulations numériques, la majorité des paramètres numériques a été retenue de manière arbitraire. Le modèle n'est donc pas parfaitement calibré sur la réalité expérimentale.

Enfin, le modèle numérique comprend quelques simplifications portant notamment sur la forme des inclusions rigides et leur ancrage. Les inclusions sont ainsi de section carrée, leur surface étant calculée par équivalence avec des inclusions de section circulaire. De plus, ces inclusions sont rigides et le modèle ne permet donc pas de tenir compte de leur tassement éventuel.

4.2.2 Analyse numérique qualitative des résultats expérimentaux

Les résultats numériques de report de charges, tassements et déformations maximales des géogrilles sont comparés à titre indicatif aux valeurs expérimentales, compte tenu des remarques précédentes sur le calibrage approximatif de certains paramètres numériques.

4.2.2.1 Transferts de charges vers les inclusions rigides

Les résultats obtenus en termes de report de charge sont présentés sur la Figure 4-168. Globalement, les simulations numériques avec et sans géogridde de renforcement permettent d'obtenir des efficacités des transferts de charges vers les inclusions rigides du même ordre de grandeur que celles obtenues

à partir des mesures expérimentales (Figure 4-168). Ce résultat reste indicatif compte tenu des approximations qui ont pu être faites numériquement. En effet, outre le choix des paramètres, on peut également noter que la plateforme de transfert de charges expérimentale est mise en place par couches successives compactées, alors que le matériau numérique est mis en place d'un seul tenant. Une approche plus réaliste du comportement expérimental reste possible.

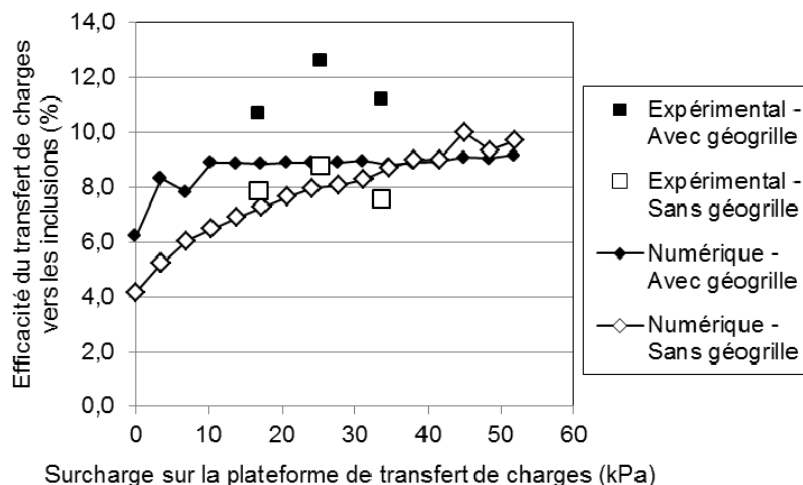


Figure 4-168 : Résultats expérimentaux et numériques - Efficacités des transferts de charges vers les inclusions rigides

4.2.2.2 Déplacements et déformations au sein de l'ouvrage

Le tassement du sol support est évalué numériquement au centre de la maille d'inclusions rigides. Les inclusions rigides étant fixes et ne tassant pas, les valeurs obtenues au centre de la maille correspondent à des tassements différentiels du sol par rapport aux inclusions que l'on compare aux mesures de tassement différentiel expérimentales.

Comme on peut le constater dans le Tableau 4-43, les tassements différentiels numériques sont plus faibles que les résultats expérimentaux.

Si l'on s'intéresse aux déformations maximales relevées dans les géogrilles on constate que les valeurs numériques correspondent assez bien aux déformations mesurées par fibre optique lors des expérimentations (Tableau 4-44). Etant donné que les mesures expérimentales sont de l'ordre de la précision de mesure, et considérant le faible niveau de déformations expérimentales et numériques atteint, il est difficile de prétendre à une exploitation plus avancées des résultats.

Tableau 4-43 : Tassements différentiels numériques et expérimentaux du sol support au centre de la maille d'inclusions rigides (avec géogrille)

Hauteur de remblai (m)	1,6	2	2,4
Mesure expérimentale – Maille M2 (cm)	1,5	1,6	1,6
Mesure expérimentale – Maille M4 (cm)	0,7	0,9	0,9
Résultat numérique (cm)	0,4	0,45	0,5

Tableau 4-44 : Déformations maximales numériques et expérimentales des géogrilles

Hauteur de remblai (m)	1,6	2	2,4
Mesure expérimentale – Géogrille inférieure (%)	0,10	0,13	-
Mesure expérimentale – Géogrille supérieure (%)	0,23	0,26	-
Résultat numérique (%)	0,28	0,30	0,34

4.2.3 Conclusions des travaux numériques sur les inclusions rigides

Un modèle numérique discret est ébauché et permet de simuler de manière cohérente le comportement d'une plateforme de transfert de charges renforcée ou non par géogridde et sur inclusions rigides. Ce modèle relativement complet permet de prendre en compte une éventuelle imbrication des granulats dans les mailles de la géogridde de renforcement ainsi que l'interaction entre le sol support et les inclusions rigides (frottements, effets d'accrochage).

Il est de plus possible de retrouver numériquement des ordres de grandeur de reports de charge vers les inclusions rigides, de tassements de sol support (bien que plus faibles) et de déformation des géogrilles compatibles avec les mesures et tendances expérimentales.

Néanmoins, une comparaison quantitative des résultats expérimentaux et numériques ne saurait être effectuée. En raison du caractère tardif des expérimentations, il n'a en effet pas été possible jusqu'alors de caractériser les matériaux expérimentaux et de calibrer le modèle numérique.

Par ailleurs, les travaux numériques présentés dans ce chapitre ne constituent qu'une amorce de la construction du modèle numérique. Ce dernier doit en effet être testé de manière approfondie par le biais d'études paramétriques portant à la fois sur les paramètres dimensionnants, et sur les paramètres gérant la simulation. Il sera alors plus aisé d'évaluer la pertinence du modèle numérique.

4.3 Analyse analytique des résultats expérimentaux

Les résultats de l'expérimentation en vraie grandeur sont comparés aux résultats des méthodes de dimensionnement analytiques actuelles.

4.3.1 Principe des comparaisons analytiques

4.3.1.1 Méthodes de dimensionnement considérées pour les comparaisons

Pour rappel, les méthodes analytiques actuellement employées en Europe pour le dimensionnement de renforcement géosynthétique de plateforme de transfert de charges sur inclusions rigides comprennent la norme anglaise BS8006 (2010), les recommandations allemandes EBGeo (2010) et néerlandaises CUR226 (2010), ainsi que les récents développements de Van Eekelen et al. (2012b).

Ces méthodes actuellement validées ou en cours de validation seront utilisées pour analyser les résultats expérimentaux en termes de reports de charges et de déformation des géogrilles. En effet, les méthodes analytiques ici présentées ne permettent pas de calculer les tassements en base de plateforme de transfert de charges.

La version de la norme BS8006 datant de 1995 prend en compte une formulation bidimensionnelle des transferts de charges vers les inclusions selon la formulation de Marston (John, 1987), considérant un coefficient de voûte calculé de manière empirique. Dans la littérature, cette formulation donne lieu à des discussions sur le caractère bidimensionnel ou tridimensionnel du dimensionnement. La révision de 2010 ajoute la possibilité d'utiliser la formulation purement tridimensionnelle d'Hewlett et Randolph (1988), selon laquelle les transferts de charges dans le remblai se font sous la forme d'un dôme hémisphérique en appui sur les inclusions rigides d'une même maille. C'est cette seconde possibilité qui est utilisée pour les confrontations entre résultats expérimentaux et analytiques.

Les recommandations allemandes (EBGeo, 2010) considèrent quant à elles le modèle de transfert de charges de Kempfert et de Zaeske (Kempfert et al., 1997, 1999 ; Zaeske, 2001). La géométrie des transferts de charges dans le remblai correspond cette fois à une succession d'hémisphères non concentriques en appui sur les inclusions. Il est de plus considéré par hypothèse que les reports de charges sur le renforcement géosynthétique s'effectuent principalement sur les bandes de géosynthétique reliant les inclusions rigides voisines d'une même file. Sur ces bandes géosynthétiques, la distribution de contrainte verticale prend une forme triangulaire, avec une charge maximale entre les inclusions diminuant lorsqu'on se rapproche de ces inclusions. Enfin, la dernière hypothèse « novatrice » de l'EBGeo est la prise en considération dans les calculs de la réaction du sol en place entre les inclusions.

Les recommandations néerlandaises (CUR226, 2010) consistent en une adaptation des recommandations allemandes (EBGeo, 2010) pour le cas de remblais de faible hauteur. Différentes optimisations sont également effectuées. Ainsi, le calcul de la réaction du sol support prend en compte

le déplacement vertical maximal du géosynthétique au centre de la maille, et non entre deux inclusions voisines. L'effet d'une déformation initiale liée à la mise en œuvre du renforcement est également considéré, et les recommandations CUR226 comprennent une méthode de calcul des tassements de surface qui leur est propre. Enfin, les effets dynamiques peuvent également être pris en compte.

Les travaux de Van Eekelen et al. (2012a, 2012b) consistent en une optimisation des recommandations néerlandaises. Pour tenir compte de la zone d'influence localisée entre les pieux sur laquelle le calcul est effectué, un terme correctif est apporté à la réaction du sol support, donnant lieu à la définition d'une rigidité du sol support modifiée K_{sMod} . De plus, la forme de la distribution de contrainte verticale sur les bandes géosynthétiques entre inclusions voisines a été adaptée afin de tenir compte des résultats expérimentaux des auteurs. Au final, la distribution de contrainte retenue est de forme triangulaire inversée. La contrainte sur la bande géosynthétique est donc plus élevée au droit de l'inclusion rigide et diminue en s'écartant de l'inclusion.

Enfin, à titre informatif, les derniers développements du modèle de transfert de charges par hémisphères concentriques proposé par Van Eekelen et al. (2013) ont été introduits dans la méthode de dimensionnement initialement proposée (2012b), basée sur l'hypothèse d'un report de charges de géométrie triangulaire inversée sur le géosynthétique. L'intensité des transferts de charges est ainsi estimée en étudiant une succession d'hémisphères concentriques en appui sur les inclusions rigides, aboutissant à une distribution de contrainte de forme triangulaire inversée sur le renforcement géosynthétique (Van Eekelen et al. modifiée, 2012b, 2013).

Pour plus de détails, l'ensemble de ces méthodes analytiques sont présentées au paragraphe 2.4.6 de la bibliographie et détaillées en Annexe 3.

4.3.1.2 Hypothèses et paramètres des calculs analytiques

Les paramètres des calculs analytiques sont fixés en fonction des données recueillies expérimentalement ou estimées (Tableau 4-45).

Tableau 4-45 : Paramètres des calculs analytiques

Remblai	Hauteur PTC (m)	0,8
	Poids volumique (kN/m ³)	21
	Angle de frottement interne (°)	35
	Cohésion (kPa)	0
Surcharge	Poids de remblai au-dessus de la PTC	-
Inclusions rigides	Diamètre (m)	0,3
	Espacement (m)	1,7
Géogrille	Nombre	2
	Raideur dans les deux directions de renforcement (kN/m)	23600
	Cote moyenne par rapport aux inclusions (m)	0,3

Par hypothèse, les calculs sont effectués en considérant une hauteur de remblai de 0,8 m correspondant à la plateforme de transferts de charges expérimentale. Le reste du remblai sus-jacent est pris en compte dans le calcul comme une surcharge uniforme. Cette hypothèse est cohérente avec les mesures expérimentales de contrainte verticale au toit de la plateforme de transfert de charges (niveau noté N2), qui varient peu au sein de la maille d'inclusions rigides et coïncident avec la valeur du poids propre du remblai.

Le coefficient de réaction du sol support k_s , lorsqu'il est utilisé, est estimé à partir de la coupe de sol le long des fûts des inclusions rigides au droit des plots expérimentaux (Tableau 4-39). D'après les recommandations EBGE0, ce calcul est effectué à partir du module œdométrique des couches de sol sous la plateforme de transfert de charges. En estimant le coefficient de Poisson à 0,3 pour ces différents matériaux, les modules œdométriques E_{oedo} des terrains sous la plateforme de transfert de charges sont estimés à partir de leur module d'Young E_Y par la relation suivante (Philipponnat et Hubert, 2000) :

$$E_Y = E_{oedo} \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{1 - \nu} \quad \text{Eq. 4-7}$$

On obtient une valeur de k_s de 630,7 kN/m³ à partir du calcul EBGeo (2010) (Annexe A3.2) et CUR226 (2010) ; soit une valeur de K_{sMod} de 2447,5 kN/m³ pour Van Eekelen et al. (2012b) (Annexe 3.3).

4.3.2 Confrontation des résultats expérimentaux et analytiques

Les résultats expérimentaux de reports de charge et de déformations des géogrilles sont comparés aux résultats des dimensionnements analytiques.

4.3.2.1 Reports de charges

Les reports de charge vers les inclusions rigides sont estimés à partir des différentes méthodes analytiques et comparées aux résultats expérimentaux pour le cas d'une hauteur de remblai de 1,6, 2 et 2,4 m (Tableau 4-46). Les résultats expérimentaux considérés sont les valeurs de contrainte et de reports de charge moyens sur la tête des inclusions rigides en zone 1, renforcée par géogrille.

Tableau 4-46 : Reports de charges sur les zones renforcée par géogrilles – Confrontation des résultats expérimentaux et analytiques

H (m)	Résultat	Expérimental	BS8006 (Hewlett & Randolph)	EBGeo, CUR226 & Van Eekelen et al. (2012b)	Van Eekelen et al. 2013, 2012b
1,6	Effort vertical sur l'inclusion (kN)	10,4	33,2	10,5	22,8
	Report de charge sur l'inclusion (%)	10,7	34,17	10,8	23,5
2,0	Effort vertical sur l'inclusion (kPa)	15,4	41,5	13,1	28,6
	Report de charge sur l'inclusion (%)	12,7	34,17	10,8	23,5
2,4	Effort vertical sur l'inclusion (kN)	16,4	49,8	15,7	34,3
	Report de charge sur l'inclusion (%)	11,2	34,17	10,8	23,5

Le dimensionnement analytique à partir de la norme BS8006 (2010) et de la formulation d'Hewlett et Randolph (1988) donne globalement des reports de charge bien plus élevés que les résultats expérimentaux pour les trois hauteurs de remblai considérées.

Les reports de charge calculés à partir des recommandations EBGeo (2010) et CUR226 (2010), ou des développements de Van Eekelen et al. (2012b) sont identiques. Ces méthodes permettent d'obtenir des résultats de reports de charges du même ordre de grandeur que les mesures expérimentales.

Les résultats de la méthode de Van Eekelen et al. modifiée (2012b, 2013) ne permettent pas pour l'application traitée une meilleure approche des résultats et donc de conclure sur la pertinence des nouveaux développements proposés. En effet, les reports de charge sur les inclusions sont bien plus élevés (23,5 %) que dans le cas des expérimentations et du résultat de 10,8 % obtenu par la formulation initiale de Van Eekelen et al. (2012b).

4.3.2.2 Déformations des géogrilles

Les déformations des géogrilles sont estimées à partir des différentes méthodes analytiques et comparées aux résultats expérimentaux pour des hauteurs de remblai de 1,6 m et 2 m (Tableau 4-47). Les résultats expérimentaux considérés sont les valeurs de déformation maximale moyenne en zone 1, renforcée par géogrille.

Tableau 4-47 : Déformation maximale des géogrilles – Confrontation des résultats expérimentaux et analytiques

Hauteur de remblai (m)	Expérimental	BS8006 (Hewlett & Randolph)	EBGEO	CUR226	Van Eekelen et al. (2012b)	Van Eekelen et al. 2013, 2012b
1,6	0,23 %	0,49 %	1,17 %	0,75 %	0,50 %	0,43 %
2,0	0,26 %	0,61 %	1,52 %	1,02 %	0,62 %	0,53 %
2,4	<i>Non disponible</i>	0,72 %	1,92 %	1,33	0,74 %	0,64 %

Les calculs analytiques effectués à l'aide des recommandations EBGEO et CUR226 mènent à des déformations maximales plus élevées comparativement aux autres méthodes. Cela peut s'expliquer par la forme triangulaire de la distribution de charge sur le géosynthétique employée par ces méthodes, ce qui aura tendance à davantage solliciter le renforcement.

En revanche, la forme triangulaire inversée de la distribution de charges sur le géosynthétique adoptée par Van Eekelen et al. (2012b) permet d'obtenir des déformations plus faibles (à reports de charges équivalents avec les résultats de l'EBGEO comme vu précédemment).

Enfin, bien que le dimensionnement à partir d'un transfert de charges par hémisphères concentriques (Van Eekelen et al. modifiée 2012b, 2013) ne permette pas de retrouver les reports de charges expérimentaux (Tableau 4-46), cette méthode aboutit aux déformations maximales de la géogrille les plus faibles (Tableau 4-47).

4.3.2.3 *Conclusions sur les confrontations entre résultats expérimentaux et analytiques*

Les confrontations entre résultats expérimentaux et analytiques permettent d'aboutir aux conclusions suivantes en termes de reports de charges et de déformation des géogrilles.

Les reports de charges expérimentaux sont approchés au plus près par les méthodes analytiques prenant en compte un transfert de charges sur le géosynthétiques par voûtes hémisphériques successives, comme l'EBGEO (2010), le CUR226 (2010) et la formulation de Van Eekelen et al. (2012b).

Par ailleurs, en termes de déformations des géogrilles, les résultats des dimensionnements analytiques ne permettent pas une comparaison quantitative avec les mesures expérimentales. En revanche, parmi les méthodes analytiques donnant des reports de charges proches des résultats expérimentaux, la formulation de Van Eekelen et al. (2012b) et celle prenant en considération les derniers développements proposés (2013) permettent une estimation des déformations des géogrilles relativement proche des valeurs expérimentales. Cela semble être lié à la forme triangulaire inversée de la distribution de contrainte sur la bande géosynthétique entre deux inclusions voisines prise en compte par ces méthodes.

4.3.2.4 *Analyse critique des comparaisons entre résultats expérimentaux et analytiques*

Les comparaisons entre résultats expérimentaux et analytiques soulignent les lacunes des différentes méthodes de dimensionnement analytiques, ainsi que leurs différences par rapport à la réalité expérimentale.

Les mesures expérimentales de contrainte verticale sont effectuées sur la diagonale de la maille d'inclusions rigides et montrent qu'à la montée du remblai, l'augmentation de contrainte est plus importante au droit des inclusions rigides, surtout en cas de renforcement par géogrille. Dans la maille d'inclusions, la contrainte semble donc maximale à proximité des inclusions, alors qu'en milieu de maille la contrainte reste proche du poids propre de remblai (à la précision de mesure près). Expérimentalement, la distribution de contrainte sur la bande géosynthétique reliant deux inclusions voisines n'a pas été observée, ni mesurée. Or c'est cette distribution de contrainte qui est utilisée dans les méthodes de dimensionnement EBGEO, CUR226 ou la formulation de Van Eekelen et al. (2012). Il est donc difficile de vérifier que les valeurs faibles des déformations expérimentales approchées au « mieux » à la précision de mesure près par la formulation de Van Eekelen et al. (2012b) soient dues à une forme triangulaire inversée de la distribution de contrainte sur la bande de géogrille entre deux inclusions des plots expérimentaux.

On rappelle que les déplacements de la PTC restent à ce jour très faibles, ce qui n'a vraisemblablement pas permis le développement de mécanismes de manière significative. De plus,

les différences observées entre les expérimentations et les méthodes analytiques pourraient s'expliquer par la méthode de mise en place sur le chantier expérimental du matériau de remblai par passes successives compactées. Ainsi, le morcellement de la PTC en deux passes compactées peut induire un comportement différent de celui d'une seule couche de sol compactée d'un seul tenant.

4.3.3 Méthodologie de dimensionnement opérationnelle

En parallèle des recherches et travaux de thèse sur le dimensionnement de renforcements géosynthétiques au sein de plateformes de transfert de charges sur inclusions rigides, le bureau d'Etudes Egis Géotechnique a cherché à améliorer sa méthode de dimensionnement analytique. Cette méthode est essentiellement basée sur la méthode de Combarieu, à laquelle sont introduites les règles de l'Eurocode 7, les recommandations du projet A.S.I.R.I. (2012), et les travaux développés sur les renforcements géosynthétiques par Van Eekelen et al. (2012b).

4.3.3.1 *Dimensionnement d'un remblai sur inclusions rigides sans géosynthétique de renforcement*

Après établissement du modèle géotechnique et des lois d'interactions entre le sol et les structures, les efforts dans les inclusions et le sol sont calculés par la méthode de Combarieu. Ces efforts sont ensuite utilisés pour effectuer les différentes vérifications indiquées par les Eurocodes et recommandations du projet national A.S.I.R.I. (2012) : la portance des inclusions, le poinçonnement du matelas de transfert de charges, les tassements de consolidation primaire et de fluage, la résistance des différents éléments, et la stabilité en bord de talus de remblai.

Parmi ces éléments de vérification, le calcul du poinçonnement est effectué en adéquation avec les recommandations du projet national A.S.I.R.I. (2012). L'augmentation des reports de charges vers les inclusions rigides est ainsi justifiée selon la méthode de Prandtl ou un cône de cisaillement. Le calcul effectué tient compte d'une colonne de sol fictive prolongeant l'inclusion rigide dans la plateforme de transfert de charges, le report de charges vers les inclusions étant assuré par frottements le long des fûts des inclusions fictives.

4.3.3.2 *Prise en compte du géosynthétique de renforcement*

En cas de renforcement de la plateforme de transferts de charges par un ou plusieurs géosynthétiques, et si les hypothèses du projet le permettent, il est convenu d'effectuer le dimensionnement du géosynthétique en utilisant une variante de la formulation de Van Eekelen et al. (2012b), où la valeur du coefficient de réaction du sol support est modifiée. Les autres hypothèses de dimensionnement de la méthode de Van Eekelen et al. (2012b) telles que la forme triangulaire inversée de la distribution de contrainte verticale sur le géosynthétique entre deux inclusions rigides sont conservées.

L'intérêt de modifier le calcul du coefficient de réaction k_s du sol support est de tenir compte des interactions entre le sol support et les inclusions rigides, telles que les transferts de charges par frottements du sol support sur le fût des inclusions rigides, ou le phénomène d'accrochage du sol à proximité des inclusions. En effet, les méthodes de dimensionnement utilisant le coefficient de réaction du sol support (EBGEO, 2010 ; CUR226, 2010 ; Van Eekelen et al., 2012b) ne le calculent qu'en fonction des modules œdométriques et épaisseurs des horizons géologiques traversés par les inclusions rigides.

La méthodologie de dimensionnement proposée en cas de renforcement géosynthétique se déroule en trois étapes. Pour commencer, plusieurs calculs utilisant la méthode de Combarieu présentée au paragraphe précédent (paragraphe 4.3.3.1) sont effectués afin de déterminer le tassement du sol support entre les inclusions pour différents niveaux de chargement du sol support (Figure 4-169). Pour chaque niveau de sollicitation du sol support, le coefficient de réaction correspond à la pente de la courbe de contrainte en fonction des tassements ainsi définie. Les valeurs du coefficient de réaction k_s ainsi calculés ont pour avantage de tenir compte de la présence du maillage d'inclusions rigides.

La seconde étape consiste à choisir une valeur du coefficient de réaction du sol support k_s à partir de la courbe (Figure 4-169) en fonction du niveau de tassement du sol support attendu en présence d'un géosynthétique de renforcement dans la plateforme de transfert de charges. Un dimensionnement du renforcement géosynthétique correspondant est alors effectué par la méthode de Van Eekelen et al. (2012b).

Enfin, une dernière vérification est effectuée sur la valeur de tassement du sol support obtenu par la méthode de Van Eekelen et al. (2012b) en la comparant au tassement attendu pour une valeur de k_s équivalente sur la courbe en Figure 4-169. Dans le cas où le tassement calculé lors du dimensionnement du renforcement géosynthétique est inférieur au tassement calculé par la méthode de Combarieu, la valeur de k_s choisie convient : le dimensionnement est sécuritaire. Si ce n'est pas le cas, le dimensionnement du renforcement géosynthétique est réitéré de manière à se placer du côté de la sécurité.

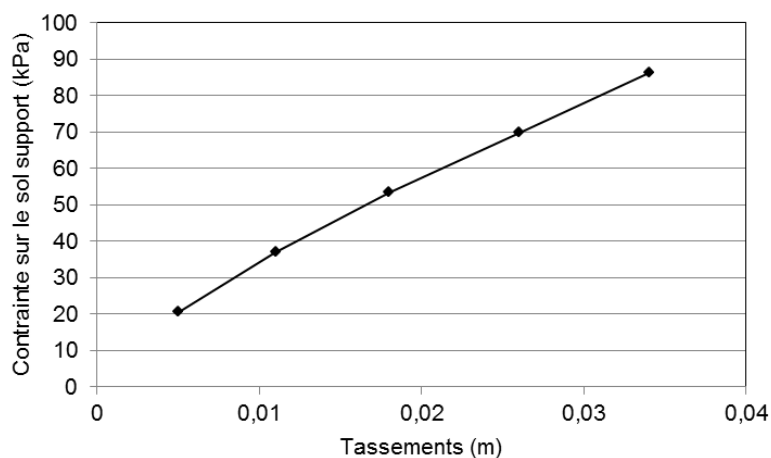


Figure 4-169 : Contrainte sur le sol support et tassement correspondant sur le site expérimental

Au final, l'originalité de cette méthode de dimensionnement vient du fait que la prise en compte du renforcement géosynthétique se fait en adaptant la valeur du coefficient de réaction du sol support k_s , calculé en tenant compte de la présence des inclusions rigides et de la géogridde.

4.3.3.3 Application : pré-dimensionnement des expérimentations en vraie grandeur

La méthode est appliquée au cas des plots expérimentaux en considérant les paramètres et hypothèses de calcul donnés au paragraphe 4.3.1.2 pour une hauteur totale de remblai de 2,4 m. Le coefficient de réaction du sol support retenu k_s est de 2500 kN/m^3 , avec une valeur modifiée $K_{s\text{Mod}}$ de 9243 kN/m^3 .

Après calcul, le géosynthétique est sollicité par une tension maximale de 133 kN/m pour une déformation maximale de $0,56 \%$.

Par ailleurs, le calcul permet d'estimer une contrainte moyenne sur le sol de $46,1 \text{ kPa}$. La surcharge totale de remblai étant de $145,66 \text{ kPa}$, il en résulte une charge de $15,69 \text{ kN}$ sur les inclusions rigides. On aboutit ainsi à une efficacité des reports de charges de $10,77 \%$ qui correspond aux valeurs mesurées expérimentalement.

4.4 Conclusions des travaux sur le thème des inclusions rigides

Les travaux effectués sur la thématique des inclusions rigides comprennent la définition et la réalisation d'expérimentations en vraie grandeur, ainsi que la définition d'un modèle numérique discret. En raison du caractère tardif des expérimentations, l'exploitation des résultats expérimentaux et leur analyse numérique et analytique reste quelque peu succincte.

■ Expérimentations en vraie grandeur

Les expérimentations en vraie grandeur consistent en l'instrumentation d'une plateforme de transfert de charges sur inclusions rigides, renforcée ou non par deux nappes de géogriddes croisées et de raideur élevée. Des mesures de contrainte verticale sont effectuées à l'aide de cellules de pression totales réparties dans la maille d'inclusions à la cote de la tête des inclusions et au toit de la plateforme de transfert de charges. En parallèle, la base de la plateforme de transfert de charges est instrumentée par des capteurs de tassement de type transducteurs de pression mesurant l'ampleur des déplacements verticaux au sein de la maille. Enfin, les géogriddes de renforcement sont

instrumentées par une fibre optique alignée sur une file d'inclusions rigides, et comprenant 6 réseaux de Bragg. Ces points de mesure de déformation de la géogrille sont concentrés à proximité de la tête d'inclusion (5 réseaux de Bragg) et une mesure est effectuée à mi-maille (1 réseau de Bragg), ce qui constitue une optimisation des systèmes de mesure existants. En effet, les déformations attendues sont maximales au droit des inclusions et la fibre optique permet d'éviter l'utilisation de capteurs relativement intrusifs.

Sur le plan qualitatif, les résultats de tassement en base de plateforme de transfert de charges et de déformation des géogrilles sont cohérents par rapport au comportement attendu, les tassements différentiels maximum étant mesurés au centre de la maille d'inclusions et les déformations maximales au droit des inclusions rigides. Etant donné la charge de remblai limitée, les déplacements et tassements sont peu importants et proches des précisions de mesure.

Par ailleurs, pour un remblai de 2,4 m de hauteur et un espacement entre inclusions de 1,7 m, les transferts de charges vers les inclusions rigides sont de l'ordre de 11 % dans la zone avec géogrilles de renforcement, pour une efficacité de 7 à 8 % dans la zone sans géogrille de renforcement. L'influence de la géogrille sur l'efficacité des transferts de charges n'est pas clairement mise en avant, bien que l'évolution des efficacités des transferts de charges lors de la montée du remblai montre une tendance des grilles à favoriser légèrement le transfert de charges vers les inclusions.

Il conviendra de poursuivre l'exploitation des résultats, notamment lors de la poursuite de la montée du remblai lors d'essais de pré-chargement afin de confirmer les tendances constatées jusqu'à présent.

▪ Analyse des résultats expérimentaux

Deux propositions sont émises pour analyser les résultats expérimentaux à partir d'outils numériques et analytiques.

Une première analyse est effectuée à partir d'un modèle numérique discret simulant le comportement d'une plateforme de transfert de charges renforcée ou non par une géogrille sur une maille de sol renforcé par quatre inclusions rigides. La géogrille comprend des ouvertures permettant l'imbrication des granulats. Le modèle tient compte de l'interaction entre le sol support et les inclusions rigides.

Les résultats du modèle numérique sont cohérents entre eux mais le modèle n'a pas pu être testé de manière approfondie, ni calibré à partir d'une caractérisation mécanique des matériaux expérimentaux. La confrontation entre résultats expérimentaux et numériques reste donc à considérer avec réserves. Il est malgré tout possible de constater que les reports de charges vers les inclusions, les tassements de la plateforme de transfert de charges et les déformations des géogrilles calculés numériquement sont du même ordre de grandeur que les résultats expérimentaux.

Cette étude numérique préliminaire reste donc encourageante même si la pertinence du modèle numérique doit encore être établie par le biais d'une étude paramétrique approfondie.

Une seconde analyse des résultats expérimentaux est effectuée à l'aide des méthodes analytiques de dimensionnement les plus récentes, incluant la norme BS8006 (2010), les recommandations EBGeo (2010) et CUR226 (2010), ainsi que les développements de Van Eekelen et al. (2012b) éventuellement complétés par le modèle de transfert de charges par hémisphères concentriques (Van Eekelen et al., 2013). Ce modèle de transfert de charges (2013) explique physiquement la forme triangulaire inversée de contrainte sur le géosynthétique prise en compte dans les développements de 2012. Les calculs analytiques prennent en compte les données expérimentales, le poids de remblai situé au-dessus de la plateforme de transfert de charges étant appliqué comme une surcharge uniforme.

Sur le plan analytique les résultats du BS8006, et la méthode de Van Eekelen et al. (2012b) qui s'appuie sur une distribution de forme triangulaire inversée des contraintes, permettent d'approcher au mieux les transferts de charges expérimentaux. Soulignons cependant, que la prise en compte de mécanismes de transfert de charges par hémisphères concentriques (Van Eekelen et al. 2013) dans les développements de 2012 ne conduit pas à une amélioration des résultats (valeurs des transferts de charge deux fois plus élevés que les résultats expérimentaux).

Les résultats de déformation maximale du géosynthétique sont approchés au mieux par les résultats du BS8006 et les travaux de Van Eekelen et al. (2012b). L'approximation est encore meilleure en tenant compte du transfert de charges par hémisphères concentriques (Van Eekelen et al., 2013). Sur le plan des déformations, la forme triangulaire inversée de la distribution de charges sur le géosynthétique va donc dans le sens des résultats expérimentaux.

CHAPITRE 5 : CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

Les constructions d'infrastructures routières et ferroviaires sont souvent contraintes par la traversée de régions dont les sols ont des caractéristiques mécaniques médiocres, pouvant être à l'origine d'importants tassements, de remontées de fontis, voire de phénomènes de rupture. Parmi les possibilités techniques de renforcement, les géosynthétiques consistent en une solution économique, aisée à mettre en œuvre, et permettant un gain de temps sur chantier. Pour répondre efficacement au besoin de renforcement, les caractéristiques des géosynthétiques doivent être adaptées au principe de renforcement choisi. Les propriétés mécaniques et le dimensionnement du renforcement géosynthétique doivent donc tenir compte de mécanismes complexes et combinés tels que les transferts de charges, l'effet voûte, ou le comportement en membrane du géosynthétique.

Les travaux effectués dans le cadre de cette thèse et du projet Geolnov consistent à évaluer le comportement mécanique des ouvrages renforcés par géosynthétiques sur cavités potentielles ou inclusions rigides. L'objectif final est d'aboutir à une optimisation des caractéristiques mécaniques du renforcement géosynthétique et à une amélioration des méthodes de dimensionnement pour les types d'utilisation étudiés (effondrements localisés et inclusions rigides). L'utilisation de matériaux de remblai traités ou le comportement du remblai renforcé sous chargement cyclique sont également abordés.

Une approche expérimentale en vraie grandeur et une approche numérique sont mises en œuvre pour répondre aux objectifs fixés. Plusieurs expérimentations en vraie grandeur ont été définies sur la base des travaux présentés dans la littérature, puis réalisées et exploitées. En parallèle, des simulations numériques ont été réalisées et calées sur les données expérimentales avec pour objectif de compléter les résultats expérimentaux là où les mesures font défaut.

- Approche expérimentale

Les expérimentations définies sur les thématiques cavités et inclusions rigides ont été effectuées en vraie grandeur ce qui permet de garantir la représentativité des mesures.

Les expérimentations sur le thème des effondrements localisés ont permis de simuler de manière originale la formation de fontis sous un remblai renforcé par géosynthétique en sol non cohésif ou en sol traité. Dans le cas d'un remblai non cohésif, les observations ont confirmé d'une part la dissipation des efforts dans le géosynthétique par frottement dans son ancrage et d'autre part la géométrie cylindrique de l'effondrement du matériau de remblai au droit de la cavité circulaire. Un facteur de foisonnement global a également été estimé. Dans le cas d'un remblai traité, il a été possible d'observer une géométrie de l'effondrement en blocs lors de l'application d'une surcharge au droit de la cavité. Dans les deux cas les essais de traficabilité ont confirmé l'intérêt du renforcement géosynthétique pour ce type d'application.

Les expérimentations portant sur les renforcements géosynthétiques des plateformes de transfert de charges sur inclusions rigides sont toujours en cours d'exploitation. Les premières mesures montrent que les tassements du sol support, les déformations des géogrilles et les contraintes verticales ont une répartition cohérente et logique. En revanche, la mise en tension des géogrilles de renforcement n'est pas significative, et leur rôle dans la plateforme de transfert de charges reste difficilement quantifiable. Néanmoins les premières mesures mettent en évidence que la géogrille favorise le transfert de charges vers les inclusions. Cette observation devra être confirmée lors des prochaines mesures et de la poursuite de la montée du remblai.

Enfin, ces expérimentations ont donné lieu à la pose d'une instrumentation spécifique, parfois conçue spécialement et calibrée pour les expérimentations. En dehors de la base de données déjà conséquente des résultats expérimentaux, le retour d'expérience acquis sur le fonctionnement de l'instrumentation mis en place constitue un ensemble d'informations d'une grande richesse qui ont permis par ailleurs d'alimenter et de valider l'approche numérique.

- Approche numérique

Le modèle numérique utilisé pour la problématique des effondrements localisés consiste en un couplage entre éléments finis et éléments discrets (logiciel SDEC). Ce modèle numérique a fait l'objet d'un paramétrage précis et d'un calibrage à partir des données expérimentales.

Dans le cas des remblais granulaires non cohésifs, une analyse fine du comportement mécanique et cinématique du matériau de remblai au droit de la cavité a été réalisée, permettant une meilleure compréhension de certains mécanismes de transfert de charges. Les principales avancées scientifiques consistent en une définition plus précise de la cartographie des forces de contact et des variations de l'état de densité du matériau de remblai en fonction de l'ouverture de la cavité, une meilleure connaissance de la distribution des contraintes sur la nappe géosynthétique, et enfin, une évaluation plus précise du report de charge moyen. Différents cas de chargement cyclique ont également été abordés.

Dans le cas de sols traités, la cinétique de l'effondrement en bloc du sol traité et les mécanismes expérimentaux de report de charge ont été confirmés.

Les travaux de modélisation numérique menés sur la thématique des plateformes de transfert de charges sur inclusions rigides permis la définition d'un modèle numérique complexe et innovant grâce aux développements numériques réalisés en parallèle au travail de thèse. Ces développements ont consisté en l'intégration au laboratoire 3SR de géogrilles dans le logiciel YADE. Cet outil numérique a ensuite été appliqué au cas des plateformes de transfert de charge renforcée par géogrille sur inclusions rigides dans le cadre de la thèse. Compte tenu de la réalisation tardive des expérimentations, le modèle numérique n'a pas pu être calibré parfaitement avec les données expérimentales ni faire l'objet d'une étude paramétrique aussi détaillée que dans le cas de la problématique cavité. Malgré tout, ce modèle présente un comportement cinématique et mécanique cohérent et les résultats des simulations numériques effectuées dans une configuration proche des plots expérimentaux sont proches des mesures expérimentales (transfert de charges, tassements, déformations des géogrilles).

- Dimensionnement des renforcements géosynthétiques

La combinaison des approches expérimentales et numériques permet une observation et analyse détaillée du comportement mécanique et cinématique des ouvrages renforcés étudiés.

Sur le thème des effondrements localisés, différentes optimisations sont maintenant proposées pour le dimensionnement du renforcement géosynthétique sur les différents cas étudiés.

Dans le cas d'un matériau de remblai granulaire non cohésif, les valeurs de report de charge moyen et la géométrie de la distribution des contraintes sur le géosynthétique « pontant » la cavité ont été intégrées à la méthode analytique la plus récente (Villard et Briançon, 2008). L'application de cette méthode aux cas d'études et la confrontation des résultats aux résultats expérimentaux et numériques ont permis de proposer des valeurs du report de charge et une géométrie de la distribution des contraintes sur la nappe en fonction du mode d'ouverture de la cavité, du rapport H/D de la hauteur de remblai et du diamètre de la cavité, et de la présence ou non d'une surcharge.

Quelques restrictions ou imprécisions subsistent quant à l'application de ces méthodes de dimensionnement aux remblais sur cavité. En effet, l'optimisation des produits de renforcement en fonction de la stratégie de dimensionnement adoptée (court terme ou long terme) peut conduire à la mise en œuvre de produits de renforcement géosynthétique non conventionnels au comportement fortement non linéaire. La prise en compte de cette non linéarité dans la méthode de dimensionnement reste complexe, l'outil numérique restant dans ce cas le seul outil de calcul pertinent. De même, les reports de charges calculés analytiquement et la prise en compte d'un facteur de foisonnement global limitent la portée des résultats obtenus.

Pour le cas du sol traité, une méthode de calcul approchée est définie à partir des observations expérimentales et numériques. Le principe consiste à appliquer des charges ponctuelles sur la nappe pour prendre en compte l'effondrement en blocs de la couche de sol traité sur la nappe, ce qui conduit généralement à une déformée aplanie du géosynthétique.

Pour le cas du dimensionnement du renforcement géosynthétique dans une plateforme de transfert de charges sur inclusions rigides, l'avancement des expérimentations n'a pas permis d'aboutir à une réelle optimisation des méthodes de dimensionnement. Les recherches bibliographiques effectuées sur le sujet ont néanmoins abouti à la définition d'une méthode de calcul optimisant la réaction du sol support dans les méthodes de calcul les plus récentes (Van Eekelen et al., 2012b).

- Autres apports des travaux de thèse

Les travaux de thèse ont conduit à des avancées techniques et scientifiques sur la problématique des reports de charges dans les matelas granulaires renforcés par géosynthétiques. Plus encore, ces trois années ont été l'occasion d'acquérir un certain niveau d'expérience et d'expertise sur le thème des

renforcements géosynthétiques grâce à la double approche expérimental/numérique. Les compétences acquises, que ce soit en instrumentation sur le terrain, ou en modélisation numérique par l'utilisation de codes de calcul originaux, ont des retombées directes sur les projets d'ingénierie. Sur le plan personnel, les apports sont également nombreux et concernent principalement la gestion de projets en général et l'intégration à une équipe de travail diversifiée comprenant des industriels, scientifiques et ingénieurs de bureau d'Etudes.

- Perspectives

Les travaux réalisés dans le cadre de cette thèse et du projet Geolnov ont permis de préciser certains aspects du fonctionnement de géosynthétiques de renforcement de remblais sur cavités ou inclusions rigides. Les optimisations proposées pour les méthodes de dimensionnement et les propriétés des géosynthétiques restent cependant à valider sur d'autres cas d'études.

Dans le cas de remblais sans cohésion sur cavités, les travaux sont relativement aboutis et s'inscrivent dans la continuité de différents travaux de recherche antérieurs. Les développements analytiques pourront cependant être validés et précisés à partir d'autres expérimentations et cas d'études. La distribution des contraintes sur le géosynthétique pourra ainsi être confirmée, notamment en ancrage. De même, dans le cas de couches de sol traité renforcées sur cavité, la méthode de calcul proposée reste très réductrice et n'est élaborée qu'à partir d'une seule expérimentation. Il conviendra donc de tester d'autres configurations et matériaux afin de développer davantage la méthode de dimensionnement en cas d'utilisation de sols traités. En effet, s'il est important de bénéficier d'expérimentations en vraie grandeur afin de tester les renforcements géosynthétiques en situation réelle, il convient de rappeler que les mesures effectuées et leur précision dépendent des conditions du chantier. Répéter les expériences avec d'autres matériaux permettrait ainsi de confirmer les tendances observées.

La réalisation tardive des expérimentations sur inclusions rigides n'a pas permis une exploitation des résultats expérimentaux et analytiques aussi poussée que pour le cas des effondrements localisés. Il conviendra donc de poursuivre l'exploitation des données expérimentales au fur et à mesure de la montée du remblai, et d'affiner le modèle numérique pour l'instant non calibré. Plusieurs thèmes doivent être précisés à partir d'une étude numérique détaillée permettant d'évaluer l'influence des caractéristiques des matériaux granulaires, de l'imbrication des granulats dans les mailles de la grille, l'effet du frottement microscopique entre les éléments de grille et de sol, ou l'effet du frottement à l'interface entre les inclusions rigides et le sol. Les résultats expérimentaux et numériques détaillés seraient alors confrontés aux résultats des méthodes de dimensionnement analytique existantes afin d'analyser la pertinence de ces méthodes pour le cas d'études considéré.

Références bibliographiques

▪ Publications scientifiques

Alexiew D., Elsing A., Ast W., 2002. FEM-Analysis and dimensioning of sinkhole overbridging system for high-speed trains at Gröbers in Germany, *Proceedings 7th ICG*, pp. 1167-1172.

Almeida M., Ehrlich M., Spotti A., Marques M., 2007. Embankments supported on piles with biaxial geogrids, *Geotechnical Engineering* 160, Issue GE4, pp. 185-192.

Barr B., Austin R.A. and Bridle R.J., 1994. Development of a Strain Monitoring System for Use With Buried Geogrids, *Proc. of the Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, Vol. 1, Singapore, September 1994, pp. 437-440.

Blanc M, Rault G., Thorel L., Almeida M., 2013. Centrifuge investigation of load transfer mechanisms in a granular mattress above a rigid inclusions network, *Geotextiles and Geomembranes* Vol. 36, pp 92-105.

Blivet J.C., Khay M., Gourc J.P., Giraud H. 2001. Design considerations of geosynthetic for reinforced embankments subjected to localized subsidence. *Proceedings of the Geosynthetics'2001 Conference*, February 12-14, 2001, Portland, Oregon, USA, 741-754.

Blivet J.C., Garcin P., Hirschauer A., Nancey A., Villard P. 2006. Renforcement géosynthétique sur cavités potentielles: exemple de la deviation Sud-Ouest de Meaux (77). 6^e Rencontres Géosynthétiques 2006, Montpellier, pp 281-288.

Briançon L, Nancey A, Caquel F, Villard P, 2004, New technology for strain measurements in soil and the survey of reinforced earth constructions, *EuroGeo3*, Munich, mars 2004, 6p.

Briançon L., Nancey A., Villard P., 2005. Development of Geodetect: a new warning system for the survey of reinforced earth constructions. *Studia Geotechnica et Mechanica*, XXVII (1-2), 23-32.

Briançon L., Villard P. 2006. Dimensionnement des renforcements géosynthétiques de plates-formes sur cavités. *Revue Française de Géotechnique*, n° 117, 4^e trimestre 2006, pp 51-62.

Briançon L., Villard P. 2008. Design of geosynthetic reinforcements of platforms subjected to localised sinkholes. *Geotextiles and Geomembranes*, Volume 26, 5: 416-428.

Briançon L., Girard H. and Gourc J.P., 2011. A new procedure for measuring geosynthetic friction with an inclined plane. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol 29 Issue 5 (2011), pp 472-482.

Briançon L., and Simon B., 2012. Performance of Pile-Supported Embankment over Soft Soil: Full-scale experiment. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 138(4), pp 551–561.

Bridle RJ, Jenner CG, Barr B, 1994. *Novel Application of Geogrids in Areas of Shallow Mineworkings*, 5th International Conference on Geotextiles, geomembranes and related products, Singapore, 5-9 Septembre 1994, 4p.

Bridle RJ, Jenner CG, 1997. *Polymer geogrids for bridging mining voids*, *Geosynthetics International* 1997, Vol. 4, No. 1, 18p.

Brown S.F., Kwan J., Thom N.H., 2007. Identifying the key parameters that influence geogrid reinforcement of railway ballast, *Geotextile and Geomembrane*, Vol. 25, pp 326-335.

Carlson B.O., 1987. *Armerad Jord beräkningsprinciper för banker på pÅlar*, Terranova, Distr. SGI.

Chareyre B., Villard P., 2005. Dynamic Spar elements and Discrete Element Method in Two dimensions for the Modeling of Soil-Inclusion Problems, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 131, No. 7, July 1, 2005, pp.689-698.

Chen R.P., Chen Y.M., Han J., Xu Z.Z., 2008. A theoretical solution for pile-supported embankments on soft soils under one-dimensional compression. *Canadian Geotechnical Journal* (45), pp. 611-623.

Chen C., McDowell G.R., Thom N.H., 2012. Discrete element modeling of cyclic loads of geogrid-reinforced ballast under confined and unconfined conditions, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 35, Décembre 2012, pp. 76-86.

Chevalier B., 2008. Etudes expérimentale et numérique des transferts de charge dans les matériaux granulaires – Application aux renforcements de sols par inclusions rigides, Thèse de doctorat, Université Grenoble I - Joseph Fourier, 179 p.

Chevalier B., Combe G., Villard P., 2012. Experimental and Discrete Element modelling studies of the trapdoor problem: influence of the macro-mechanical frictional parameters, *Acta Geotechnica*, pp 15-39.

Combarieu O., 1974. *Effet d'accrochage et méthode d'évaluation du frottement négatif*, Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 71, mai-juin 1974, pp.93-107.

Combarieu O., 1988. *Amélioration des sols par inclusions rigides verticales - Application à l'édification de remblais sur sols médiocre*, *Revue Française de Géotechnique*, n°44, pp. 57-79.

Combarieu O., 1990. *Fondations superficielles sur sol amélioré par inclusions rigides verticales*, *Revue Française de Géotechnique*, n°53, pp. 33-44.

Cundal P.A., 1971. A computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems, *IRSM Symp.*, Nancy, France, Proc. 2, pp. 129-136.

Cundal P.A., Strack O.D.L., 1979. A discrete numerical model for granular assemblies, *Geotechnique* Vol. 29 (1), pp. 47-65.

Delmas P., 1979. Sols renforcés par geotextiles - Premières études, Thèse de doctorat, Université scientifique et Médicale de Grenoble, 200p.

Delmas P., Nancey A., Ducol J.P., 1994. Géosynthétique pour dispositif de renforcement de sols à risques d'effondrement, Brevet n° 9710323, 13 août.

Donze F. V., S.-A. Magnier, 1997. "Spherical Discrete Element Code" In: *Discrete Element Project Report no. 2. GEOTOP*, Université du Québec à Montréal.

Donzé F.V., 1997. Manuel d'utilisation du logiciel SDEC V. 2.00, 40p.

Donzé F.V., Bouchez J., Magnier S.A., 1997. Modeling fractures in rock blasting, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 1997.

Eekelen S. van, Meindert A. van, Bezuijen A., 2007. The Kyoto Road, a full-scale test. Measurements and calculations, *Proc. 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 24-27 Septembre Madrid, Millpress, Rotterdam, pp1533-1538.

Eekelen S. van, Bezuijen A., Duijnen P. van, Jansen H.L., 2009. Piled embankments using geosynthetic reinforcement in the Netherlands: design, monitoring & evaluation, *Proc. 17th International Conference Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Alexandrie, M. Hamza et al. (Eds.), pp 1690-1693.

Eekelen S. van, Bezuijen A., Lodder H.J., Tol A.F. van, 2012a. Model experiments on piled embankments. Part I, *Geotextiles and Geomembranes* Vol. 32, Juin 2012, pp 69-81.

Eekelen S. van, Bezuijen A., Lodder H.J., Tol A.F. van, 2012b. Model experiments on piled embankments. Part II, *Geotextiles and Geomembranes* Vol. 32, Juin 2012, pp 82-94.

Eekelen S. van, Bezuijen A., Tol A.F. van, 2013. An analytical model for arching in piled embankments, *Geotextiles and Geomembranes* Vol. 39, Août 2013, pp 78-102.

- Filz G.M., Smith M.E., 2006. Final contract report – Design of bridging layers in geosynthetic-reinforced column-supported embankments, Virginia Transportation Research Council, April 2006, VTRC 06-CR12, 45 p.
- Giraud H., 1997. Renforcement des zones d'effondrement localisées – Modélisations physique et numérique, Thèse de doctorat, Université Grenoble I - Joseph Fourier, 291 p.
- Giroud J.P., Bonaparte R., Beech J.F., Gross B.A., 1988. Load-carrying capacity of a soil layer supported by a geosynthetic overlying a void, Proceedings of the International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of earth Reinforcement, Fukuoka, Japan, pp 185-190.
- Giroud J.P., Bonaparte R., Beech J.F., Gross B.A., 1990. Design of soil layer – geosynthetic systems overlying voids, Geotextiles and Geomembranes, Vol. 9, n°1, pp 11-50.
- Giroud J.P., 1995. Determination of geosynthetic strain due to the deflection, Geosynthetic International, Vol. 2, n°3, pp 635-641.
- Giroud J.P., 1996. Closure discussion of determination of geosynthetic strain due to deflection, Geosynthetic International, Vol. 3, n°1, pp 143-144.
- Gourc J.P., Villard P., 2000. Reinforcement by Membrane Effect: Application to Embankments on Soil Liable to Subsidence, Keynote lecture, Geosynthetics ASIA 2000, Proceedings of the 2nd Asian Geosynthetics Conference, Kuala Lumpur, Malaysia, 29-31 May 2000, Vol. 1, pp. 55-72
- Guido V.A., Kneuppel and Sweeney M.A., 1987. Plate loading test on geogrid reinforced earth slabs, Proceedings Geosynthetics'87 Conference, New Orleans, pp. 216-225.
- Handy R.L., 1985. The arch in arching, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 111 (50), pp 302-318.
- Le Hello B., 2007. Renforcement par géosynthétiques des remblais sur inclusions rigides, étude expérimentale en vraie grandeur et analyse numérique, Thèse de doctorat, Université Grenoble I - Joseph Fourier, 232 p.
- Hewlett W. and Randolph M.A., 1988, *Analysis of piled embankments*, Ground Engineering, pp. 12-18, April 1988.
- Houda M., Da Silva Pinto C., Jenck O., Briançon L., 2013. Modèle réduit tridimensionnel du renforcement des sols par inclusions rigides et géosynthétique, Proc. 9^e Rencontres Géosynthétiques, 10-11 avril 2013, Dijon.
- Janssen H.A., 1895. Versuche über Getreidedruck in Silozellen, Zeitung des Vereins deutscher Ingenieure 39 :1045.
- Jaros MB, James GM, Gewanlal C, 2009, *Multi-layer geosynthetic-reinforced embankment over potential sinkholes for a Rapid Rail Link in South Africa*, GIGSA GeoAfrica 2009 conference, 7p.
- Jean M., Moreau J.-J., Unilaterality and granular friction in the dynamics of rigid body collections. Proceedings of the Contact Mechanics International Symposium, pp 31-48, 1992.
- Jean M., The non-smooth contact dynamics method. Computer methods in applied mechanics engineering, vol 177, pp 235-257.
- Jenck O., 2005. Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales. Modélisation physique et numérique, Thèse de doctorat, INSA de Lyon, Villeurbanne.
- John N.W.M., 1987, *Geotextiles*, Backie, Chapman and Hall, New York.
- Jones C.J.F.P., Lawson C.R., Ayres D.J., 1990, Geotextile reinforced piled embankments, Geotextiles, Geomembranes and related products, Den Hoedt (ed.) 1990 Balkema, Rotterdam, pp155-160.
- Kempfert H.G., Stadel M., Zaeske D., 1997, *Berechnung von geokunststoffbewerten Tragschichten über Pfahlelementen*, Bautechnik 74, Heft 12, pp. 818-825 (In Deutsch).

- Kempfert H.G., Zaeske D. and Alexiew D., 1999, *Interactions in reinforced bearing layers over partial supported underground*, Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure, Barend et al. (ed), Balkema, Rotterdam, pp 1527-1532.
- Lackner C., Semprich S., 2010, Prestressed geosynthetic reinforced soil by compaction, Proc. 9th International Conference on Geosynthetics, IGS Brasil 23-28 Mai 2010, pp 717-720.
- Liu H.L., Charles W.W.Ng, ASCE M., Fei K., 2007. Performance of a Geogrid-Reinforced and Pile-Supported Highway Embankment over Soft Clay: Case study. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, December 2007, pp. 1483-1493.
- Low B.K., Tang K., Choa V., 1994. Arching in piled embankments. Geotextiles and Geomembranes n°11, pp. 1917-1938.
- Marston A. and Anderson A.O., 1913, *The theory of load on pipes ditches and tests of cement and clay drain tile and sewer pipes*, Iowa Engineering Experiment station Ames, Bull. 31, Iowa.
- McKelvey J.A., 1994. The anatomy of soil arching, Geotextiles and Geomembranes Vol. 13, pp. 317-329.
- Ménard, L., Rousseau, J., 1962. L'évaluation des tassements, tendances nouvelles. Sol Soils n°1, Paris.
- Meyer N, Nernheim A, Schwerdt S, 2003, Sicherung bruchgefährdeter Strassenbereiche in Altbergbau- und Subrosionsgebieten - Untersuchung zum Trag- und Reibungsverhalten der Geokunststoffe, Contact Nr 13, Oktober 2003, 5p.
- Milligan G.W.E., Love J.P., 1985, Model testing of geogrids under an aggregate layer on soft ground, Proc Symp Polymer Grid Reinforcement, Thomas Telford, London.
- Oxford University, 1980, The use of mesh products to improve the performance of granular fill on soft ground, Report 1346/81 to Netlon limited.
- Øiseth E., Busklein J.O., 2001, *REmbank - user's manual version 2.0*, SINTEF report STF22 F01133 / STF22 F01134.
- Øiseth E., Svanø G., Watn A., Emdal A., 2002, *A computer program for designing reinforced embankments*, Proceedings 7th International Conference on geotextiles, Nice 2002, France, vol.1, pp 201-204.
- Philipponnat G., Hubert B., 2000. Fondations et ouvrages en terre, Ed. Eyrolles, 580 p.
- Poorooshasb HB, 2002, *Subsidence evaluation of geotextile-reinforced gravel mats bridging a sinkhole*, Geosynthetics International 2002, Vol. 9, No. 3, 24p.
- Potts VJ, Zdravkovic L, 2008, *Assessment of BS8006:1995 design method for reinforced fill layers above voids*, 4th European Geosynthetics conference, Edinburgh September 2008, 7p.
- Rogbeck Y., Gustavson S., Södergren I., Lindquist D, 1998, *Reinforced pile embankments in Sweden - Design aspects*, Proceedings 6th Int. Conf. on Geosynthetics, Atlanta, Vol II, pp. 755-762, 25-29.
- Royis P., 2005, Mécanique des milieux continus – Cours, exercices et problèmes. Lyon : Presses universitaires(PUL), collection ENTPE, juin 2005. 385 p.
- Russell D. and Pierpoint N., 1996, *Settling on a dispute. Author's response*, Ground Engineering 8, pp. 34-3, March 1996.
- Russell D. and Pierpoint N., 1997, *An assessment of design methods for piled embankments*, Ground Engineering, pp. 39-44, November 1997.
- Russell D. and Pierpoint N., 1998, *Assessment revisited. Author's response*, Ground Engineering, pp. 47-50, June 1998.

Salot C., 2007. Modélisation du comportement mécanique d'un matériau granulaire composite par la méthode des éléments discrets, Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier (Grenoble).

Salot C., Gotteland P., Villard P., 2009. Influence of relative density on granular materials behavior : DEM simulations of triaxial tests, *Granular Matter* (In press DOI 10.1007/s10035-009-0138-2).

Schwerdt S, Naciri O, Jenner CG, 2004. *Performance of aggregates in geogrid-reinforced soils used for protection against surface collapse into underground voids*, EuroGeo4, 5p.

Shukla SK, Sivakugan N, 2009, *Technical note – A general expression for geosynthetic strain due to deflection*, Geosynthetics International 2009, Vol. 16, No. 5, 6p.

Sloan J., 2011. Column-supported embankments: Full-scale tests and design recommendations, PhD Thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University, 266 p.

Šmilauer V., Catalano E., Chareyre B., Dorofeenko S., Duriez J., Gladky A., Kozicki J., Modenese C., Scholtès L., Sibille L., Stránský J., and Thoeni K., 2010, "Yade Reference Documentation," in Yade Documentation (V. Šmilauer, ed.), The Yade Project, 1st ed.

Šmilauer V. and Chareyre B., 2010, "Yade Dem Formulation", in Yade Documentation (V. Šmilauer, ed.), The Yade Project, 1st ed.

Svanø G., Ilstad T., Eiksund G., Watn A., 2000, *Alternative calculation principle for design of piled embankments with base reinforcement*, Proceedings 4th conf. GIGS, Finland.

Terzaghi K., 1943, *Theoretical soil mechanics*, John Wiley & Sons, NewYork, NY.

Tran V.D.H., Meguid M.A., Chouinard L.E., 2013. A finite-discrete element framework for the 3D modeling of geogrid-soil interaction under pullout loading conditions, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol 37, pp. 1-9.

Vardoulakis I., Graf B., and Gudehus G., 1981. Trap-door problem with dry sand: a statical approach based upon model test kinematics. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 5 :57–78.

Viana PMF, Bueno BS, Costa YD, 2008, *A simplified method to predict vertical displacements, deformations and tensile stresses in geosynthetics overlying voids*, First Pan American Geosynthetics Conference & Exhibition, 2008, Cancun, Mexico, 9p.

Villard P., Giraud H., 1998. Three-Dimensional modelling of behaviour of geotextile sheets as membrane, *Textile Research Journal*, Vol. 68, pp 797-806.

Villard P., Gourc J.P., Giraud H., 2000. A geosynthetic reinforcement solution to prevent the formation of localized sinkholes, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 37, pp 987-999.

Villard P., Gourc J.P., Blivet J.C. 2002. Prévention des risques d'effondrement de surface liés à la présence de cavités souterraines : une solution de renforcement par géosynthétique des remblais routiers et ferroviaires. *Revue Française de Géotechnique*, 99 : 23-34.

Villard P., Briançon L. 2008. Design of geosynthetic reinforcements of platforms subjected to localized sinkholes. *Canadian Geotechnical Journal*, volume 45, 2: 196-209.

Villard P., Briançon L., Delmas Ph. (2009a) Dimensionnement des remblais renforcés par géosynthétique en zone sujettes à effondrement – Bilan des connaissances. *7^{ème} Colloque francophone sur les Géosynthétiques*, Nantes, France, 1-3 avril 2009, 109-116.

Villard P., Chevalier B., Le Hello B., Combe G. (2009b) Coupling between finite and discrete element methods for the modelling of earth structures reinforced by geosynthetics. *Computers and Geotechnics* (36), 709-717.

Wang MC, Feng YX, Jao M, 1996, *Stability of geosynthetic-reinforced soil above a cavity*, *Geotextiles and Geomembranes* 14 (1996), 15p.

Walker D.M., 1966. An approximate theory for pressures and arching in hoppers, Chem Eng Sci 21, pp. 975-997.

Walters J.K., 1973. A theoretical analysis of stresses in silos with vertical walls, Chem Eng Sci 28, pp. 13-21.

Van Wambeke A., D'Hemricourt, 1982. Correlations between the results of static or dynamic probings and pressuremeter tests, Proceedings of the 2d European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam.

Weber J., 1966. Recherches concernant les contraintes intergranulaires dans les milieux pulvérulents, Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées 20.

Zaeske D., 2001. Zur Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten über pfahlartigen Gründungselementen. PhD thesis, Uni Kassel, Schriftenreihe Geotechnik, Heft 10, Kassel.

Zaeske D., Kempfert H.G., 2002, 'Berechnung und Wirkungsweise von unberwehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten über punkt - und linienförmigen Traggliedern. Bauingenieur', vol.77, pp. 80-86 (In Deutsch).

Zornberg J.G., Gupta R., 2010, Geosynthetics in pavements: North American contributions, Proc 9th International Conference on Geosynthetics, Brazil, pp 379-398.

▪ Documents normatifs, recommandations et guides techniques

British Standard Institute, 2010. BS8006:2010 – Code of practice for strengthened/reinforce soils and other fills, 250p.

CUR-publicatie 226. 2010. Ontwerprichtlijn Paalmatrassystemen: Stichting CUR, Gouda, ISBN 978-90-376-0518-1, 140 p.

Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 2008, Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen (EBGEO), 280p.

INERIS, 2007. Mise en sécurité des cavités souterraines d'origine anthropique : Surveillance – traitement. Guide technique / rapport d'études INERIS-DRS-07-86042-02484A.

P.N. A.S.I.R.I (Projet National de Recherche – Amélioration des Sols par Inclusions Rigides), 2012. Recommandations pour la conception, le dimensionnement, l'exécution et le contrôle de l'amélioration des sols de fondation par inclusions rigides, Presse des Ponts, 384p.

Itasca, 1997. PFC2D user manual ; release 1.10, Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis

ISO TR 20432, mars 2007. Guidelines to the determination of long-term strength of geosynthetics for soil reinforcement

ISO TS 13434, novembre 2008. Géotextiles - Lignes directrices concernant la durabilité.

NF EN ISO 9862, août 2005. Géosynthétiques. Echantillonnage et préparation des éprouvettes.

NF EN ISO 10318, mai 2006. Géosynthétiques. Termes et définitions.

NF EN ISO 10319, août 2008. Géosynthétiques - Essai de traction des bandes larges.

NF EN 12224, mars 2002. Géotextiles et produits apparentés. Détermination de la résistance au vieillissement dû aux conditions climatiques.

NF EN ISO 12957-1, septembre 2005. Géosynthétiques. Détermination des caractéristiques de frottement – Partie 1 : Essai de cisaillement direct.

NF EN ISO 12957-2, septembre 2005. Géosynthétiques. Détermination des caractéristiques de frottement – Partie 1 : Essai sur plan incliné.

NF EN 13251, septembre 2001. Géotextiles et produits apparentés. Caractéristiques requises pour l'utilisation dans les travaux de terrassement, fondations et structures de soutènement.

NF EN ISO 13431, janvier 2001. Géotextiles et produits apparentés - Détermination du comportement au fluage en traction et de la rupture au fluage en traction

NF P94-270, juillet 2009. Calcul géotechnique. Ouvrages de soutènement – remblais renforcés et massifs en sol cloué.

XP G 38-064, août 2010. Utilisation des géotextiles et produits apparentés. Murs inclinés et talus raidis en sol renforcés par nappes géosynthétiques – Justification du dimensionnement et éléments de conception.

▪ **Rapports Géolnov**

Huckert A., Briançon L., Villard P., Garcin P., Allagnat D., 2013, Effondrements localisés : synthèse des résultats expérimentaux, Rapport expérimental Géolnov/Egis – version 04.06.2013, 109 pages.

Huckert A., Villard P., 2012, Problématique effondrements localisés : synthèse provisoire des développements numériques, rapport numérique Géolnov/3SR – version 28.08.2012, 73 pages.

ANNEXES

ANNEXE 1 : Mécanisme de report de charge par hémisphères concentriques sur une maille d'inclusions rigides (Eekelen et al., 2013)

ANNEXE 2 : Détails des méthodes de dimensionnement de géosynthétiques en renforcement de remblais sur effondrements localisés

ANNEXE 3 : Détails des méthodes de dimensionnement de géosynthétiques en renforcement de remblais sur inclusions rigides

ANNEXE 4 : Rapports d'essais de caractérisation des matériaux des expérimentations sur le sujet des effondrements localisés

ANNEXE 5 : Rapports d'essais de caractérisation des géogrilles des expérimentations sur le sujet des inclusions rigides

ANNEXE 6 : Simulation numérique des expérimentations cavités – Correspondances entre paramètres microscopiques et caractéristiques macroscopiques

ANNEXE 1 : Mécanisme de report de charge par hémisphères concentriques (Eekelen et al., 2013)

A2-1 Présentation générale du modèle de report de charge

Le modèle proposé par S. van Eekelen et al. (2013) suppose une géométrie des transferts de charge au sein du remblai et au droit d'une maille d'inclusions rigides par hémisphères concentriques (Figure A1-1). De cette manière, trois zones de distribution de la charge du remblai sur son renforcement géosynthétique sont délimitées (Figure A1-2) :

- La zone au droit des inclusions rigides (report direct) ;
- Une zone carrée en centre de maille ;
- Quatre bandes de nappe géosynthétique reliant les inclusions rigides voisines de la maille.

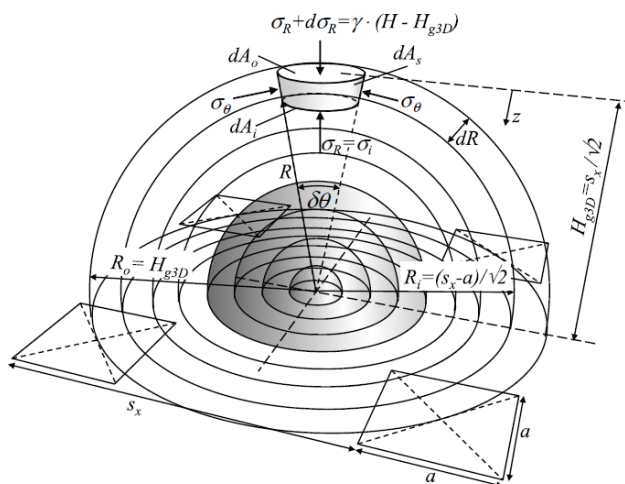


Figure A1-1 : Modèle de report de charges sur inclusions rigides par hémisphères concentriques (Eekelen et al., 2013)

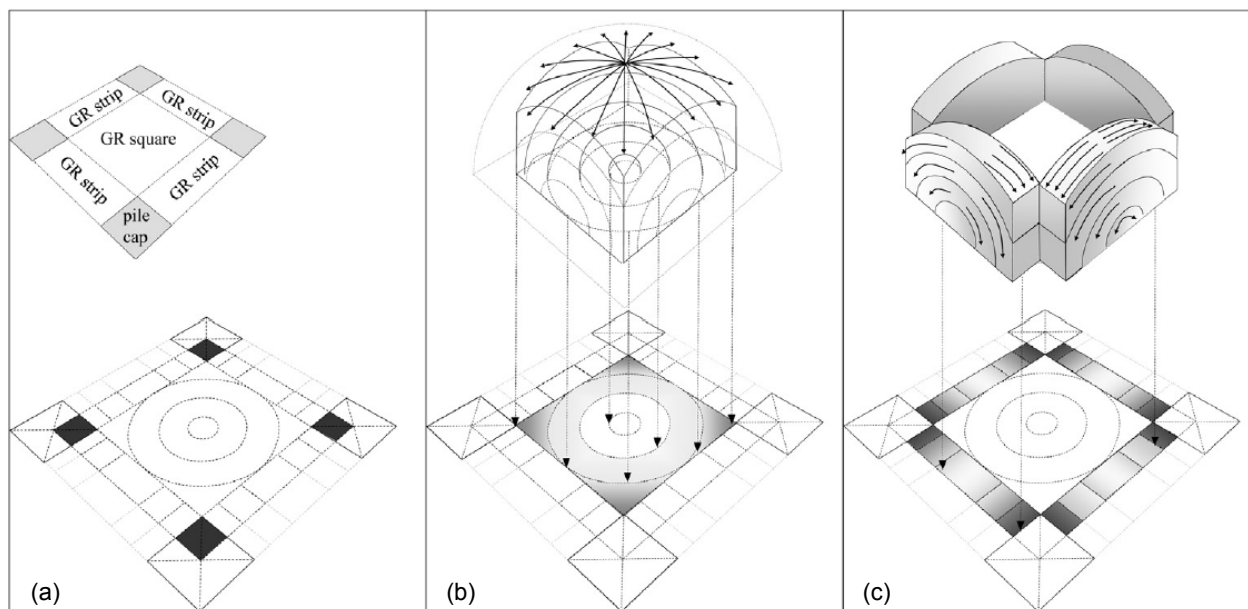


Figure A1-2 : Zones de distribution de charges sur la nappe (Eekelen et al., 2013)

Les principaux paramètres du modèle sont les suivants :

- H : hauteur de remblai
- γ : poids volumique du remblai
- φ : angle de frottement interne du remblai

- Kp : coefficient de pression des terres à l'état passif ($Kp = \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)}$)
- s_x, s_y : entraxe entre inclusions rigides selon les axes s et y du maillage
- sd : distance entre deux inclusions rigides en diagonale d'une maille ($s_d = \sqrt{s_x^2 + s_y^2}$)
- H_{g3D} : hauteur de l'hémisphère la plus grande (modèle 3D)

$$H_{g3D} = \begin{cases} \frac{s_d}{2} & \text{pour } H \geq \frac{s_d}{2} \\ H & \text{pour } H < \frac{s_d}{2} \end{cases}$$

- L_{x3D} : côté du carré sur lequel les hémisphères s'appuient en centre de maille (Figure A1-2b)

$$L_{x3D} = \begin{cases} \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(s_x - a)^2 + (s_y - a)^2} & \text{pour } H \geq \frac{1}{2} \sqrt{(s_x - a)^2 + (s_y - a)^2} \\ \sqrt{2} H_{g3D} & \text{pour } H < \frac{1}{2} \sqrt{(s_x - a)^2 + (s_y - a)^2} \end{cases}$$

- H_{xg2D} : hauteur de l'arche la plus grande sur la bande de géosynthétique entre deux inclusions rigides voisines orientée selon l'axe x

$$H_{xg2D} = \begin{cases} \frac{s_x}{2} & \text{pour } H \geq \frac{s_x}{2} \\ H & \text{pour } H < \frac{s_x}{2} \end{cases}$$

- L_{x2D} : Longueur de bande géosynthétique reliant deux inclusions voisines alignées selon l'axe x

$$L_{x2D} = \begin{cases} s_x - a & \text{pour } H \geq \frac{1}{2}(s_x - a) \\ 2.H_{xg2D} & \text{pour } H < \frac{1}{2}(s_x - a) \end{cases}$$

A2-2 Charge sur la nappe géosynthétique au centre de la maille d'inclusions rigides

La charge sur la zone carrée du géosynthétique en centre de maille (Figure A1-2b) est déterminée comme suit :

$$F_{GRsquare} = F_{GRsquare1} + F_{GRsquare2} + F_{GRsquare3} = \left(\frac{\gamma H + p}{\gamma H} \right) (F_{GRsq1(p=0)} + F_{GRsq2(p=0)} + F_{GRsq3(p=0)})$$

Dans cette expression :

$$F_{GRsq1(p=0)} = \frac{\pi P_{3D}}{Kp} \left(\frac{L_{x3d}}{2} \right)^{2Kp} + \frac{2}{3} \pi Q_{3D} \left(\frac{L_{x3d}}{2} \right)^3$$

$$\text{Avec les paramètres de calcul : } P_{3D} = \gamma \cdot Kp \cdot H_{g3D}^{2-2Kp} \left[H - H_{g3D} \left(\frac{2Kp - 2}{2Kp - 3} \right) \right]$$

$$Q_{3D} = Kp \frac{\gamma}{2Kp - 3}$$

$$F_{GRsq2(p=0)} = F_{GR1} + F_{GR2} + F_{GR3} + F_{GR4}$$

$$\text{Avec : } F_{GR1} = \frac{2\pi P_{3D}}{2Kp} (2^{Kp} - 1) \left(\frac{L_{x3D}}{2} \right)^{2Kp}$$

$$F_{GR2} = \frac{2\pi P_{3D}}{2Kp} \left(\sqrt{2}^3 - 1 \right) \left(\frac{L_{x3D}}{2} \right)^3$$

$$F_{GR3} = \frac{P_{3D} \cdot 2^{2-2Kp} \cdot L_{x3D}^{2Kp}}{Kp} \left(-\frac{\pi}{2^{2-Kp}} + \sum_{n=0}^{\infty} \frac{1}{2n+1} \binom{Kp-1}{n} \right)$$

$$F_{GR4} = \frac{1}{6} Q_{3D} L_{x3D}^3 \left(\sqrt{2}(1-\pi) + \ln(1+\sqrt{2}) \right)$$

$$F_{GRsq3(p=0)} = \begin{cases} \gamma H \left((s_x - a)(s_y - a) - L_{x3D}^2 \right) & \text{pour } L_{x3D}^2 < (s_x - a)(s_y - a) \\ 0 & \text{pour } L_{x3D}^2 \geq (s_x - a)(s_y - a) \end{cases}$$

La charge qui n'est pas reprise par la zone carrée du géosynthétique au centre de la maille est reportée sur les têtes d'inclusions rigides et les bandes géosynthétiques reliant les inclusions rigides voisines deux à deux. Les auteurs considèrent que cette surcharge s'applique de manière uniforme sur les arches bidimensionnelles en bord de maille. Cette surcharge est (en kN/IR) :

$$F_{transférée} = \gamma H (s_x - a)(s_y - a) - (F_{GRsq1(p=0)} + F_{GRsq2(p=0)} + F_{GRsq3(p=0)})$$

Ce qui résulte en la contrainte uniforme suivante (deux bandes de géosynthétiques entières et une tête d'inclusion par inclusion rigide) :

$$p_{transférée} = \frac{F_{transférée}}{a(L_{x2D} + L_{y2D}) + a^2}$$

A2-3 Charge sur les bandes de nappe géosynthétique reliant deux inclusions rigides voisines

La charge sur les bandes géosynthétiques est obtenue par intégration des contraintes tangentielles issues des arches 2D. On obtient :

$$F_{GRbande(p>0)} = \left(\frac{\gamma H + p}{\gamma H} \right) \left[2a \frac{P_{x2D}}{Kp} \left(\frac{L_{x2D}}{2} \right)^{Kp} + \frac{1}{4} a Q_{2D} (L_{x2D})^2 + F_{xGRbde2(p=0)} \right. \\ \left. + 2a \frac{P_{y2D}}{Kp} \left(\frac{L_{y2D}}{2} \right)^{Kp} + \frac{1}{4} a Q_{2D} (L_{y2D})^2 + F_{yGRbde2(p=0)} \right]$$

Avec :

$$P_{x2D} = Kp \cdot H_{xg2D}^{1-Kp} \left[\gamma H + p_{transférée} - \gamma H_{xg2D} \left(\frac{Kp-1}{Kp-2} \right) \right] \text{ et respectivement pour } P_{y2D}$$

$$Q_{2D} = Kp \frac{\gamma}{Kp-2}$$

$$F_{xGRbde2(p=0)} = \begin{cases} \gamma H a (s_x - a - L_{x2D}) & \text{pour } H \geq \frac{1}{2} (s_x - a) \\ 0 & \text{pour } H < \frac{1}{2} (s_x - a) \end{cases}$$

A2-4 Charge sur les inclusions rigides

Part directement transmise aux inclusions rigides (kN/IR) :

$$A = F_{IR} = (\gamma H + p) \cdot s_x \cdot s_y - F_{GRsquare} - F_{GRbande}$$

La charge totale appliquée au géosynthétique et au sol support est donc :

$$B + C = F_{GRsquare} + F_{GRbande}$$

ANNEXE 2 : Méthodes de dimensionnement de géosynthétiques en renforcement de remblais sur effondrements localisés

Cette annexe regroupe les principales étapes de dimensionnement pour chaque méthode de dimensionnement analytique d'un géosynthétique utilisé en renforcement d'un remblai sur cavités potentielles.

A2-1 British Standard (BS8006 : 1995)

Les principales étapes de dimensionnement (Tableau A2-1) comprennent :

- Le choix d'une déformation de surface maximale admissible d_s/D_s ;
- Le choix d'un diamètre de cavité pour les calculs (analyse de risques) ;
- Le calcul de la déformation maximale de la nappe géosynthétique en fonction de la géométrie de l'effondrement ;
- Le calcul de la tension du renforcement ;
- Le calcul de la longueur d'ancrage nécessaire à la dissipation de la tension précédente.

Tableau A2-1 : BS8006 - Principales étapes du dimensionnement sur cavités

Etape	Hypothèses / remarques	Formulation
Déformation maximale en surface	Routes principales (hors autoroutes) d_s : tassement de surface D_s : largeur de la zone affaissée en surface	$d_s/D_s \leq 1 \%$
	Routes non principales	$d_s/D_s \leq 2 \%$
	Autres	Selon décision de la maîtrise d'ouvrage
Diamètre de calcul de la cavité D	Rapport géotechnique, retours d'expérience sur la région, approche probabiliste, ...	Choix selon le niveau de risque accepté par le maître d'ouvrage
Déformation maximale de la nappe	Cavités circulaires, et effondrement tronconique H : hauteur de remblai θ_d : pente du remblai effondré au droit de la cavité ($\theta_d = \phi_{pic}$)	$\varepsilon_{\max} = \frac{8 \left(\frac{d_s}{D_s} \right)^2 \left(D + \frac{2H}{\tan \theta_d} \right)^6}{3D^6}$
	Vérification en service	$\varepsilon_{\max} = \frac{8}{3} \left(\frac{d_s}{D_s} \right)^2$
Tensions dans la nappe déformée	- le renforcement doit être extensible (polymères) - $\lambda = 0,67$ pour une cavité circulaire - f_{fs} et f_q sont les facteurs de sécurité sur le poids volumique du sol γ et la charge appliquée w_s	$T_{rs} = 0.5\lambda (f_{fs} \cdot \gamma \cdot H + f_q \cdot w_s) D \sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon}}$ avec $f_{fs} = f_q = 1,3$ à l'ELU et 1 à l'ELS
Longueur d'ancrage	- a'_1 et ϕ'_{CV1} sont les coefficients d'interaction et angle de frottement de la nappe avec le sol de part et d'autre - f_n , f_p et f_{ms} sont les facteurs de sécurité partiels sur la rupture, la résistance à l'arrachement, et le matériau	$L_b = \frac{f_n \cdot f_p \cdot T_{rs}}{\gamma \cdot H \cdot \left(\frac{a'_1 \tan \phi'_{CV1}}{f_{ms}} + \frac{a'_2 \tan \phi'_{CV2}}{f_{ms}} \right)}$ avec $f_p = 1,3$ à l'ELU et 1,0 à l'ELS $f_n = 1,1$ à l'ELU et 1,0 à l'ELS et $f_{ms} = 1,0$ à l'ELU et à l'ELS

Au final, le géosynthétique est déterminé par sa tension maximale pour une déformation maximale donnée.

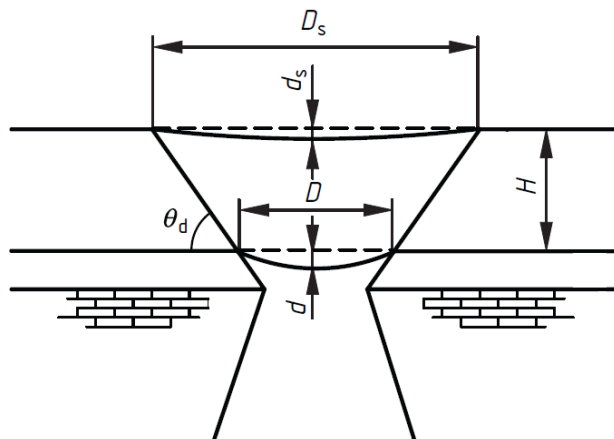


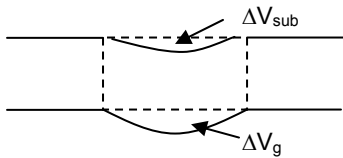
Figure A2-1 : BS8006 – Effondrement localisé

A2-2 Programme de recherche français RAFAEL

Les principales étapes du dimensionnement (Tableau A2-2) comprennent le choix des éléments suivants pour le calcul :

- choix d'un diamètre de calcul L de la cavité ;
- le choix d'une valeur limite admissible de tassement différentiel s/L_s en surface, où s est le tassement et L_s la largeur de la zone affaissée en surface. Pour exemple, une valeur s/L_s de 0,025 semble réaliste sur chantier ;
- le choix d'un mécanisme de rupture : cylindrique (Figure 2-36) ou tronconique (Figure 2-37) ;
- le choix du coefficient de foisonnement C_e pour les calculs de tassement de surface.

Tableau A2-2 : RAFAEL - Principales étapes du dimensionnement sur cavités

Etape	Hypothèse / remarque	Formulation
Charge sur la nappe au droit de la cavité (Terzaghi)	Géométrie cylindrique (équilibre d'un cylindre de sol de poids volumique γ , de cohésion c et d'angle de frottement interne φ) H : hauteur de remblai L : largeur de la cavité	$q = \frac{\gamma L - 4c}{4K_a \tan \varphi} \left(1 - e^{-K_a \tan \varphi \frac{4H}{L}} \right) + p e^{-K_a \tan \varphi \frac{4H}{L}}$ avec $K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$ et p une surcharge.
Tension et déformation maximales de la nappe	Calcul en membrane f : flèche du renforcement (obtenue pour un tassement de surface s imposé par le projet) T_{\max} : tension maximale ε_{\max} : déformation maximale	$T_{\max} = \frac{qL}{2} \sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon_{\max}}} = J\varepsilon_{\max}$ $\varepsilon_{\max} = \frac{8}{3} \left(\frac{f}{L} \right)^2$
Tassement s	C_e : facteur de foisonnement compris entre 1,05 et 1,1 Les variations de volume ΔV_g et ΔV_{sub} sont définies comme suit : 	$C_e - 1 = \frac{\Delta V_{\text{sol}}}{V_{\text{sol}}} = \frac{\Delta V_g - \Delta V_{\text{sub}}}{V_{\text{sol}}}$ avec $\Delta V_g = \frac{\pi \cdot f \cdot L^2}{8}$ et $\Delta V_{\text{sub}} = \frac{\pi \cdot s \cdot L_s^2}{8}$ $s = f - 2H (C_e - 1)$

A2-3 Recommandations allemandes EBGeo

Les recommandations allemandes EBGeo (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 2008) tiennent compte du caractère uniaxial/biaxial, ou isotrope/anisotrope du renforcement géosynthétique, qui définit le modèle de transfert de charge pris en considération.

■ Cas d'un renfort biaxial

Dans le cas d'un renfort biaxial, le calcul de la flèche maximale du géosynthétique se fait soit à partir des recommandations RAFAEL, soit selon une formule adaptée au modèle de voûte mais indiquée par les recommandations EBGeo comme non validée.

Tableau A2-3 : EBGeo - Principales étapes du dimensionnement sur cavités (renfort biaxial)

Etape	Hypothèse / remarque	Formulation
Diamètre de la zone effondrée en surface	Effondrement de géométrie tronconique dans un remblai de hauteur H d'angle de pente de talus θ sur une cavité de diamètre D.	$D_s = D + \frac{2H}{\tan \theta}$ Angle de pente de talus : $\theta = 85^\circ$ en l'absence d'indications
Flèche de la nappe	Le facteur de foisonnement C_e est fixé par un taux de compactage moyen $\geq 98\%$: - matériaux roulés : $C_e = 1,03$ - matériaux anguleux : $C_e = 1,05$	$d_{\max} = d_{s\max} + 2H(C_e - 1)$
	Formule pour une hauteur de voûte effondrée h (calcul non validé).	$d_{\max} = \left[1,9 \left(\frac{H}{D} \right)^2 + 1,4 \right] h \cdot (C_e - 1)$
Contrainte verticale sur la nappe $\sigma_{v,G,k}$ au droit de la cavité	$H/D < 1$: Modèle sans report par effet de voûte γ_k poids volumique du remblai	$\sigma_{v,G,k} = \gamma_k \cdot H$
	$1 \leq H/D \leq 3$: Modèle avec report par effet de voûte (Terzaghi, 1943) ϕ_k : angle de frottement du remblai c_k : cohésion du remblai K_{ak} : coefficient de pression des terres à l'état actif	$\sigma_{v,G,k} = \frac{\left(\frac{D}{2} \right) \left[\gamma_k - \frac{c_k}{D} \right]}{2K_{ak} \tan \phi_k} \left(1 - e^{-K_a \tan \phi_k \frac{4H}{D}} \right)$ $\sigma_{v,Q,k} = q_k \cdot e^{-K_a \tan \phi_k \frac{4H}{D}}$ avec $\max(c_k) = \frac{\gamma_k \cdot D}{4}$
	$H/D > 3$: Modèle de voûte stable	$\sigma_{v,G,k} = \gamma_k \cdot H$
	Pour tous ces modèles : (γ_G , γ_Q facteurs partiels de sécurité)	$q = \gamma_G \cdot \sigma_{v,G,k} + \gamma_Q \cdot \sigma_{v,Q,k}$
Traction dans la nappe	Angle de changement de direction de la nappe (Cavité de rayon r, nappe de flèche y)	$\alpha = \arctan \left(\frac{y}{0,1 \cdot r} \right)$
	J_{SP} raideur en sens production J_{ST} raideur en sens travers Notations intermédiaires en $\omega = \frac{J_{ST}}{J_{SP}}$	$X_{SP} = \frac{1}{1 + \omega} \text{ et } X_{ST} = 1 - X_{SP}$
	Traction dans la nappe en sens production (SP) et travers (ST) α_{SP} et α_{ST} sont les angles de changement de direction de la nappe en sens production et travers	$E_{SP} = \frac{X_{SP} \cdot q \cdot D^2}{8 \cdot d_{\max} \cdot \cos \alpha_{SP}}$ $E_{ST} = \frac{X_{ST} \cdot q \cdot D^2}{8 \cdot d_{\max} \cdot \cos \alpha_{ST}}$

Etape	Hypothèse / remarque	Formulation
Recouvrement s	n nombre de surfaces de frottement : 1 si rupture avec le sol, 2 si arrachement aux zones d'ancrage f _{sg,k} coefficient de frottement selon le frottement minimum entre le géotextile et le sol ou une autre nappe	$\dot{U}_L \geq \frac{E_D \cdot \gamma_B}{\sigma_{v,k} \cdot f_{sg,k} \cdot n}$

▪ Cas d'un renfort uniaxial, ou à forte anisotropie

Les recommandations EBGeo se basent principalement sur la méthode RAFAEL.

Tableau A2-4 : EBGeo - Principales étapes du dimensionnement sur cavités (renfort uniaxial ou fortement anisotrope)

Etape	Hypothèse / remarque	Formulation
Flèche de la nappe	Géométrie cylindrique Tassement de surface d _{smax} et facteur de foisonnement C _e imposés	$d_{\max} = d_{s\max} + 2H(C_e - 1)$
Déformation de la nappe	Calcul en membrane pour une cavité de diamètre D et de flèche d _{max} .	$\varepsilon_{\max} = \frac{8}{3} \left(\frac{d_{\max}}{D} \right)^2$
Tensions dans la nappe	Calcul en membrane et RAFAEL. La charge verticale q sur la nappe est cette fois obtenue par addition du poids du remblai (diminué de l'effet voûte selon Terzaghi) et de la surcharge, affectés par des facteurs de sécurité partiels : $q = \gamma_G \cdot \sigma_{v,G,k} + \gamma_Q \cdot \sigma_{v,G,k}$	$E_d = \frac{qD}{2} \sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon_d}}$ où ε _d est le minimum entre la déformation maximale autorisée et ε _{max} .

ANNEXE 3 : Méthodes de dimensionnement de géosynthétiques en renforcement de remblais sur inclusions rigides

A3-1 British Standard (BS8006 : 1995, 2010)

Le Tableau A3-1 reprend les étapes de dimensionnement selon les états limites considérés en définissant les paramètres de calcul employés.

Tableau A3-1 : BS8006 – Principales étapes de dimensionnement d'un géosynthétique de renforcement en base de remblai sur inclusions rigides

Etape	Hypothèses / remarques	Formulation
Espacement maximal des inclusions rigides	Q_P : résistance de calcul des inclusions γ : poids volumique du remblai H : hauteur de remblai w_s : surcharge en toit de remblai s : espacement entre inclusions adjacentes	$s_{\max} = \sqrt{\frac{Q_P}{(w_s + \gamma H)}}$
Distance maximale entre le pied de talus et la file d'inclusion en bord de remblai	<p>La dernière file d'inclusions rigide doit dépasser la crête de talus pour contrer l'effet éventuel d'un tassement différentiel en-dehors de la zone de talus.</p> <p>n : pente de talus θ_P : angle entre la verticale et la ligne joignant la crête de talus et le bord de l'inclusion en rive</p>	$L_P = H(n - \tan \theta_P)$
Transfert de la charge verticale	<p><u>Formulation de Marston :</u></p> <p>p'_c : contrainte verticale en tête d'inclusion σ'_v : contrainte verticale apportée par le remblai et sa surcharge a : largeur des inclusions de section carrée, ou largeur équivalente C_c : coefficient d'effet voûte W_T : contrainte verticale sur le géosynthétique</p>	<p>Inclusions ancrées : $C_c = 1.95H/a - 0.18$ Inclusions flottantes : $C_c = 1.5H/a - 0.07$</p> <p>Report de charge :</p> $\frac{p'_c}{\sigma'_v} = \left[\frac{C_c a}{H} \right]^2$ <p>Cas $H > 1,4(s-a)$:</p> $W_T = \frac{1,4s \cdot f_{fs} \gamma (s-a)}{s^2 - a^2} \left[s^2 - a^2 \left(\frac{p'_c}{\sigma'_v} \right) \right]$ <p>Cas $0,7(s-a) \leq H \leq 1,4(s-a)$:</p> $W_T = \frac{s(f_{fs} \cdot \gamma H + f_q \cdot w_s)}{s^2 - a^2} \left[s^2 - a^2 \left(\frac{p'_c}{\sigma'_v} \right) \right]$
	<p><u>Formulation d'Hewlett et Randolph :</u></p> <p>E_{crown} : proportion du poids de remblai et de la surcharge portée par les inclusions</p> <p>σ_i : contrainte sous la surface du dôme hémisphérique de report de charge</p>	<p>Report de charge :</p> $E_{crown} = 1 - \frac{s^2 - a^2}{s^2 \gamma H} \left[\sigma_i + \gamma(s-a) / \sqrt{2} \right]$ <p>Ou :</p>

Etape	Hypothèses / remarques	Formulation
	K_p : coefficient de pression des terres à l'état passif $K_p = \frac{1 + \sin(\phi'_p)}{1 - \sin(\phi'_p)}$ Coefficients intermédiaires : $A = \left[1 - \left(\frac{a}{s} \right)^2 \right]^{2(K_p-1)}$ $B = \frac{s}{H\sqrt{2}} \left(\frac{2K_p - 2}{2K_p - 3} \right)$ $C = \frac{s-a}{H\sqrt{2}} \left(\frac{2K_p - 2}{2K_p - 3} \right)$	$E_{crown} = 1 - \left[1 - \left(\frac{a}{s} \right)^2 \right] (A - AB + C)$ <p>Ou :</p> $E_{cap} = \frac{\beta}{1 + \beta}$ $\beta = \frac{2k_p}{(K_p + 1) \left(1 + \frac{a}{s} \right)} \left[\left(1 - \frac{a}{s} \right)^{-K_p} - \left(1 + K_p \frac{a}{s} \right) \right]$ <p>Charge verticale sur le géosynthétique :</p> $W_T = \frac{(f_{fs} \cdot \gamma H + f_q \cdot w_s)}{2(s-a)} (1 - E_{min}) s^2$
	Charge verticale minimum sur le renforcement	$W_T = 0,15s(f_{fs} \cdot \gamma H + f_q \cdot w_s)$
	Tension T_{rp} dans le géosynthétique ε : déformation maximale autorisée choisie par hypothèse	$T_{rp} = \frac{W_T(s-a)}{2a} \sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon}}$
Effet du glissement latéral	T_{ds} : tension dans le géosynthétique mobilisée par le glissement latéral L_e : ancrage minimum	$T_{ds} = 0,5K_A H (f_{fs} \cdot \gamma H + 2f_q \cdot w_s) H$ $L_e \geq \frac{0,5K_A H (f_{fs} \gamma H + 2f_q w_s) f_s f_n}{\gamma h \frac{a' \tan \phi'_{cv}}{f_{ms}}}$
Ancrage minimal du renforcement sur la longueur du remblai	a_1', a_2' : coefficient d'interaction sol/géosynthétique sur les côtés 1 et 2 du renforcement ϕ'_{cv1}, ϕ'_{cv2} : angle de frottement sol/géosynthétique sur les deux faces du renforcement	<p>Direction latérale :</p> $L_B \geq \frac{f_P f_n (T_{rp} + T_{ds})}{\gamma h \left(\frac{a_1' \tan \phi'_{cv1}}{f_{ms}} + \frac{a_2' \tan \phi'_{cv2}}{f_{ms}} \right)}$ <p>Direction longitudinale :</p> $L_B \geq \frac{f_P f_n T_{rp}}{\gamma h \left(\frac{a_1' \tan \phi'_{cv1}}{f_{ms}} + \frac{a_2' \tan \phi'_{cv2}}{f_{ms}} \right)}$

La norme fait appel aux différents facteurs de sécurité suivants : f_{fs} (matériau), f_{ms} (angle de frottement à l'interface sol/géosynthétique), f_q (surcharge), f_n (rupture), f_p (arrachement), f_s (résistance au glissement).

A3-2 Recommandations allemandes EB GEO

Les principaux paramètres géométriques sont rappelés en Figure A3-1. Le

Tableau A3- synthétise les étapes de dimensionnement dans le cas d'un géosynthétique n'ayant qu'une direction de renforcement, et pour le cas d'inclusions rigides de section carrée de largeur b_{ers} .

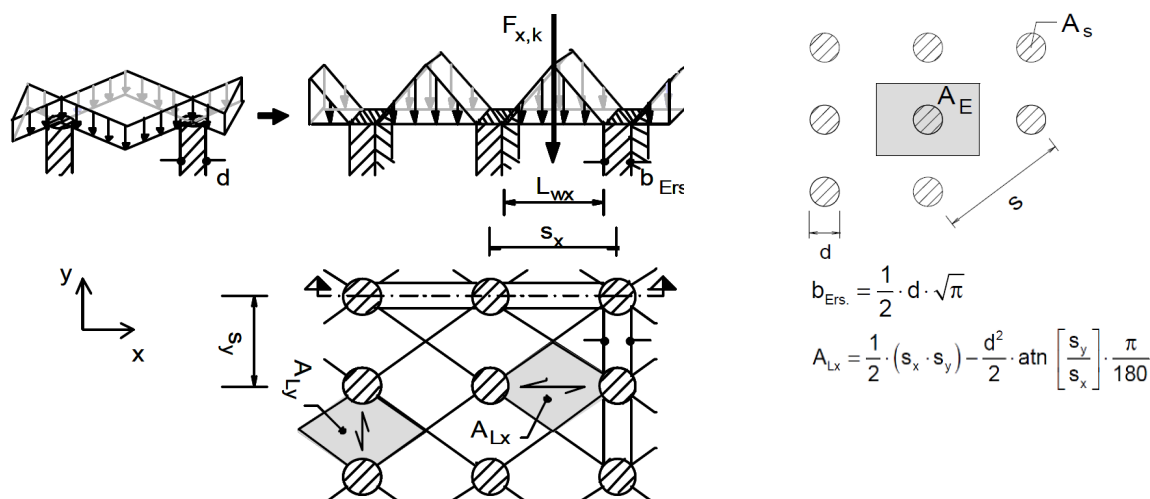


Figure A3-1 : EBGEO - Distribution de charge sur le géosynthétique et paramètres géométriques

Tableau A3-2 : EBGEO – Principales étapes de dimensionnement d'un géosynthétique de renforcement en base de remblai sur inclusions rigides

Etape	Hypothèses / remarques	Formulation
Contrainte sur le géosynthétique	Le calcul s'effectue selon la méthode présentée paragraphe 2.4.3.3, équations 1-42 à 1-43. $\sigma_{z0,k}$: contrainte sur la nappe	$\sigma_{z0,k} = \lambda_1^z \left(\gamma + \frac{p}{H} \right) + h_g \left[\left(\lambda_1 + \frac{\lambda_2 h_g^2}{4} \right)^{-z} - \left(\lambda_1 + \lambda_2 h_g^2 \right)^{-z} \right]$
Répartition du transfert de charge	E_L : facteur de distribution de charge $\sigma_{zs,k}$: contrainte sur les têtes d'inclusions h : hauteur de remblai γ_k : poids volumique du remblai A_S : aire de la tête d'inclusion A_E : aire d'influence de l'inclusion p_k : surcharge en tête de remblai	$\sigma_{zs,k} = \left[(\gamma_k \cdot h + p_k) - \sigma_{z0,k} \right] \frac{A_E}{A_S} + \sigma_{z0,k}$ $E_L = \frac{\sigma_{zs,k} \cdot A_S}{\gamma_k \cdot h \cdot A_E}$
Réaction du sol support	$k_{s,k}$: module de réaction du sol support E_s : module œdométrique du sol t_w : épaisseur de couche de sol support	$k_{s,k} = \frac{E_s}{t_w}$
Effort sur le géosynthétique	On considère une bande de géosynthétique de largeur b_{ers} reliant deux inclusions rigides voisines. Les inclusions sont alignées sur l'axe de la direction de renforcement, x.	$F_{x,k} = A_{Lx} \cdot \sigma_{z0,k}$
Déformation maximale du géosynthétique	$\max(\varepsilon_{x,k})$ est obtenue par lecture d'abaques à partir de : L_{wx} : J_x : raideur du renforcement dans la direction x	Coefficients pour la lecture de l'abaque : $\frac{k_{s,k} \cdot L_{wx}^2}{J_x} \text{ et } \frac{F_{x,k} / b_{ers}}{J_x}$
Tension du géosynthétique	Tension par effet membrane $E_{M,x,k}$	$E_{M,x,k} = \max \varepsilon_{x,k} \cdot J_{x,k}$
	Tension $\Delta E_{x,k}$ ajoutée par glissement latéral z : distance verticale entre le géosynthétique et la tête d'inclusion K_{agh} : coefficient de pression des terres (état actif)	$\Delta E_{x,k} = \frac{1}{2} \gamma_k (h - z)^2 \cdot K_{agh}$
	Tension totale $E_{x,k}$ du renforcement	$E_{x,k} = E_{M,x,k} + \Delta E_{x,k}$

A3-3 Recommandations néerlandaises CUR226 et travaux de Eekelen et al. (2012)

Les principales équations permettant le dimensionnement du géosynthétique en base de remblai sur inclusions rigides sont alors récapitulées dans le Tableau A3-3.

Tableau A3-3 : CUR226 complété par Eekelen S. van et al. (2012b) – Principales étapes de dimensionnement d'un géosynthétique de renforcement en base de remblai sur inclusions rigides

Etape	Hypothèses / remarques	Formulation
Contrainte sur le géosynthétique	Le calcul s'effectue selon la méthode présentée paragraphe 1.2.3.2, équations 1-48 et 1-49. $\sigma_{z0,k}$: contrainte sur la nappe	$\sigma_{v,r} = \lambda_1^z \left(\gamma + \frac{p}{H} \right) + h_g \left[\frac{H(\lambda_1 + \lambda_2 h_g^2)^{-z}}{\left(\lambda_1 + \frac{\lambda_2 h_g^2}{4} \right)^{-z}} - (\lambda_1 + \lambda_2 h_g^2)^{-z} \right]$
Réaction du sol support	Modification du module k_s considéré par l'EBGEO A_{Lx} : aire de chargement du géosynthétique B_{ers} et L_x : largeur et longueur de bande géosynthétique entre deux inclusions voisines	$k_s = \frac{A_{Lx}}{L_x \cdot B_{ers}} \frac{E_s}{t_w}$
	Réaction du sol support (distribution) $z(x)$: déplacement vertical du géosynthétique	$r(x) = k_s \cdot z(x)$
Système d'équations	Flèche du géosynthétique $z(x)$ avec : $M = \frac{L\alpha + 2e^{-\frac{1}{2}\alpha L}}{e^{\frac{1}{2}\alpha L} + e^{-\frac{1}{2}\alpha L}}$ $\alpha^2 = \frac{k_s}{T_H}$ T_H : tension horizontale du renforcement (inconnue du système) A_r, A_s : aires du renforcement et de la bande de renforcement	$z(x) = -\frac{\frac{A_r}{A_s} \sigma_{v,r}}{k_s L \alpha} [M e^{\alpha x} + (M - 2) e^{-\alpha x} - 2\alpha x]$ $z'(x) = \frac{T_V}{T_H}$ $z'(x) = -\frac{\frac{A_r}{A_s} \sigma_{v,r}}{k_s L \alpha} [M \alpha e^{\alpha x} - (M - 2) \alpha e^{-\alpha x} - 2\alpha]$
	Tension du géosynthétique	$T(x) = T_H \sqrt{1 + \left(\frac{T_V}{T_H} \right)^2}$
	Déformation du géosynthétique	$\varepsilon(x) = \frac{T(x)}{J}$

La résolution du système d'équations présenté au Tableau A3-3 se fait par l'égalité des déformations géométriques et constitutives sur une demi-longueur de la bande géosynthétique :

$$\varepsilon_{geom}(x) = \frac{dx \sum_{x=0}^{x=L/2} \left(\sqrt{1 + z'(x)^2} \right) - \frac{1}{2} L}{\frac{1}{2} L} = \frac{dx \sum_{x=0}^{x=L/2} \left(\frac{T(x)}{J} \right)}{\frac{1}{2} L} = \varepsilon_{const}(x)$$

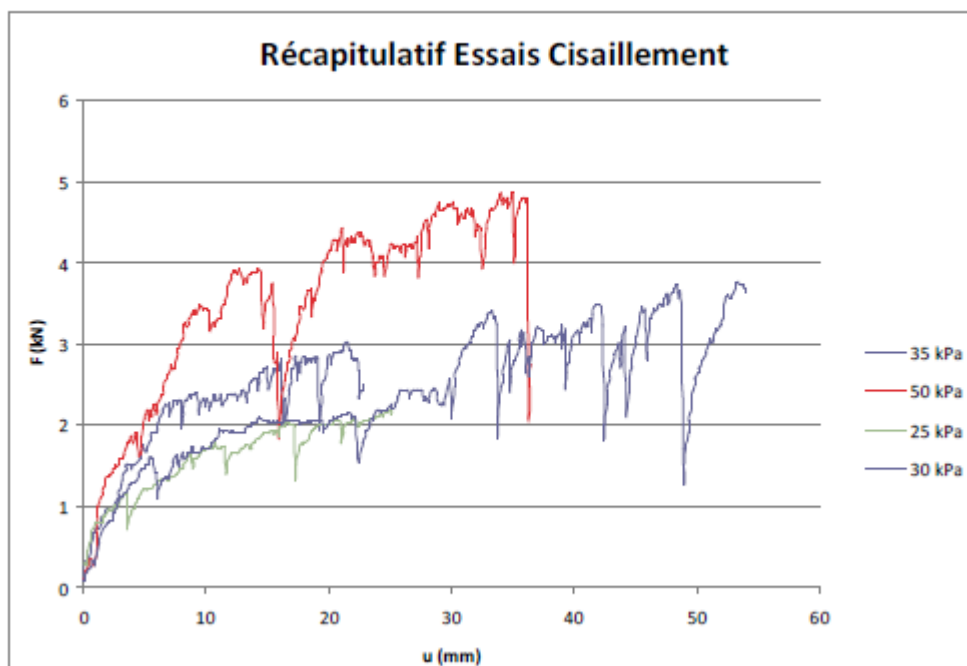
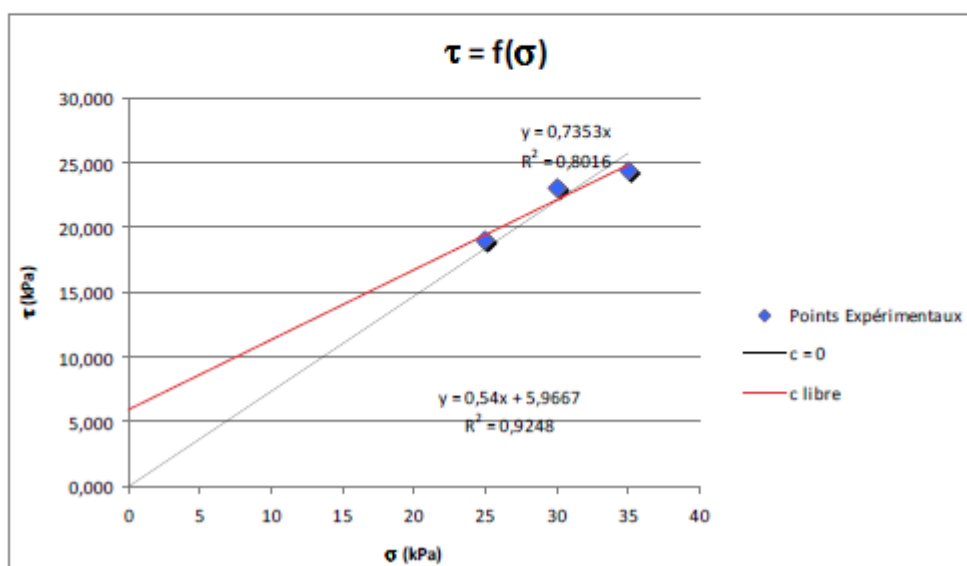
ANNEXE 4 : Rapports d'essais de caractérisation des matériaux des expérimentations sur le sujet des effondrements localisés

Ces essais de caractérisation ont été réalisés par l'entreprise MDB Texinov.

A4-1 Caractérisation des matériaux de remblai et plateforme

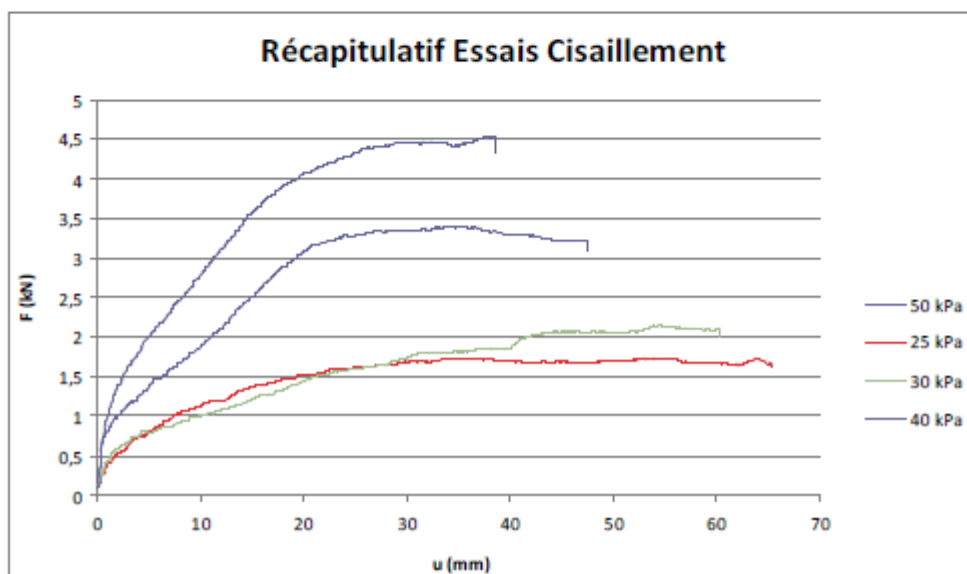
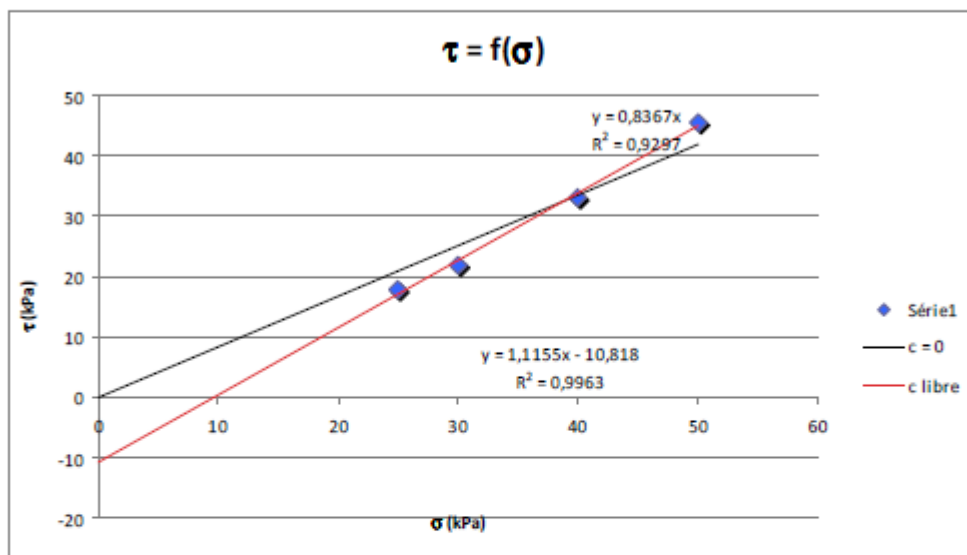
Grave 20/40 mm

σ (kPa)	τ (kN)	τ (kPa)	Surface boîte (m)	ϕ (°) - c=0	ϕ (°) - c libre
30	2,138	23,056	0,09	36,33	28,37
35	2,3	24,422			
25	2	19,022			
0					



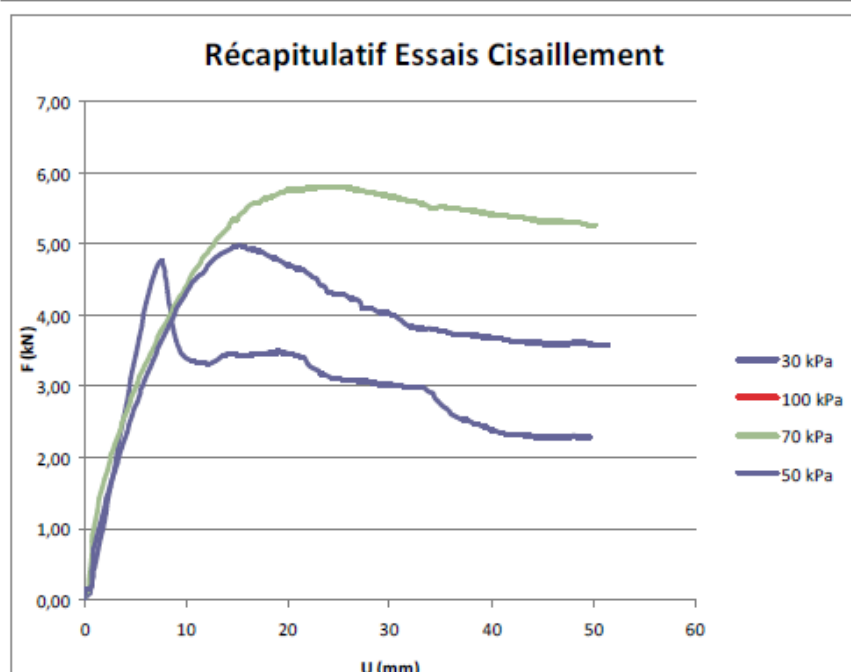
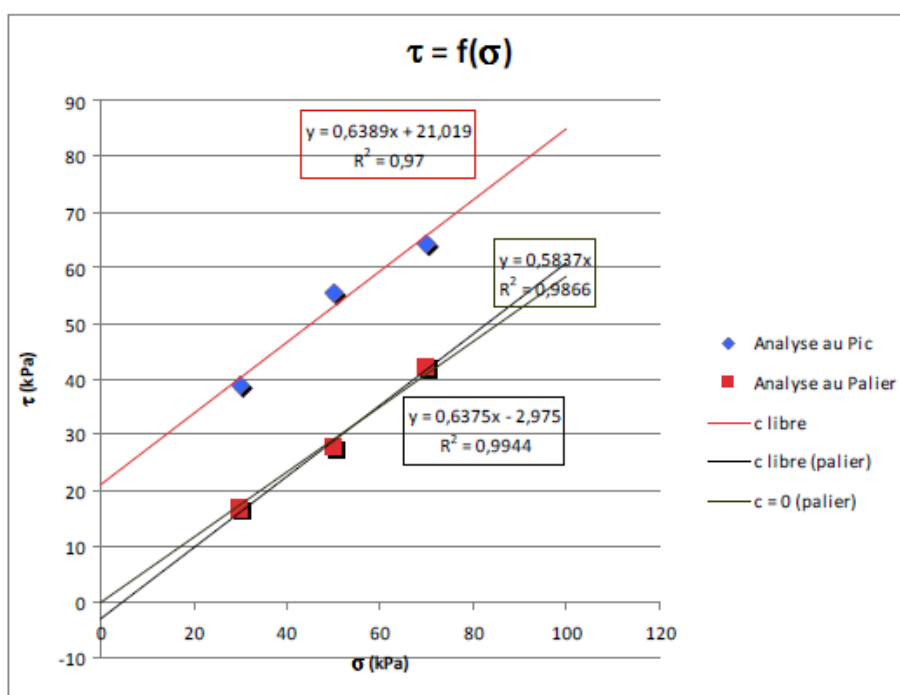
Plateforme

σ (kPa)	τ (kN)	τ (kPa)	Surface boîte (m)	ϕ (°)
0			0,09	$c = 0$
25	1,7	17,856		39,92
30	2,1	21,967		
40	3,1	33,200		
50	4,25	45,456		



Grave 0/40 mm traitée à 2% de chaux

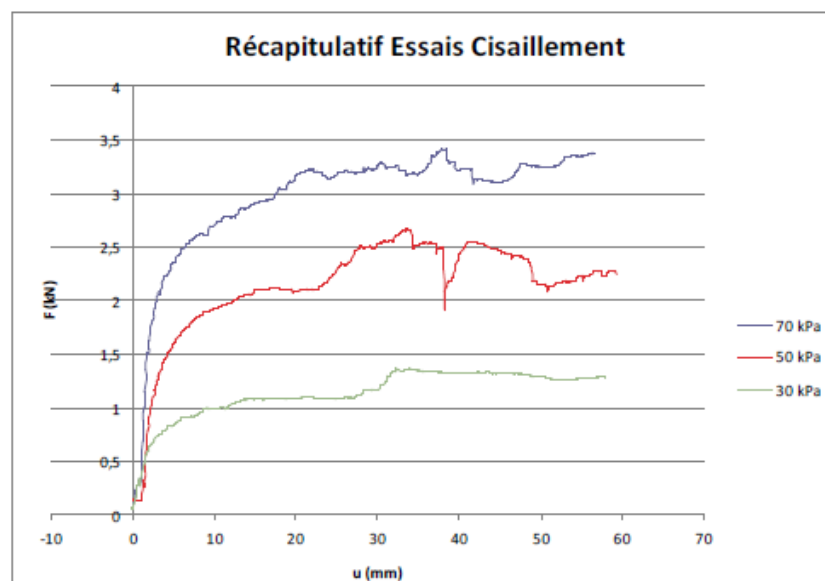
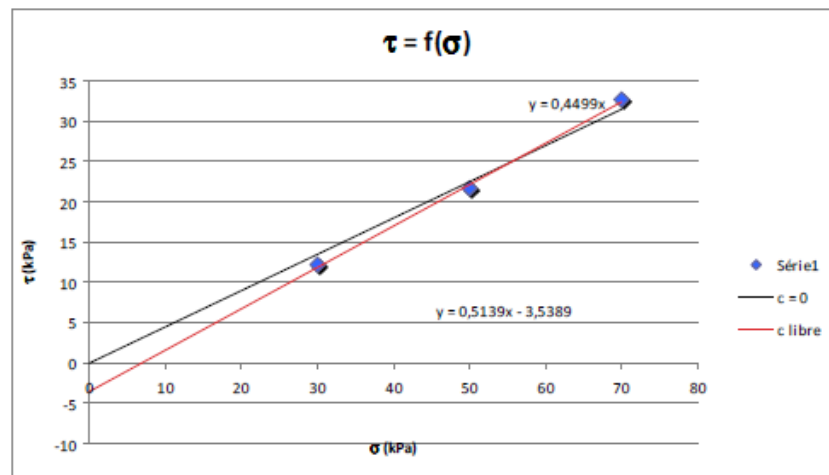
Analyse au Pic	σ (kPa)	τ (kN)	τ (kPa)	Surface boîte (m)	ϕ (°)	ϕ (°)
	0				$c = 0$	$c = 42$ kPa
	30	3,5	38,9		#	32,6
	50	5	55,6			
	70	5,8	64,4			
Analyse au Palier	σ (kPa)	τ (kN)	τ (kPa)	Surface boîte (m)	ϕ (°)	
	0				$c = 0$	
	30	2,3	16,7		30,3	
	50	3,6	27,8			
	70	5,1	42,2			
	100					



A4-2 Caractérisation des interfaces sol/géosynthétique

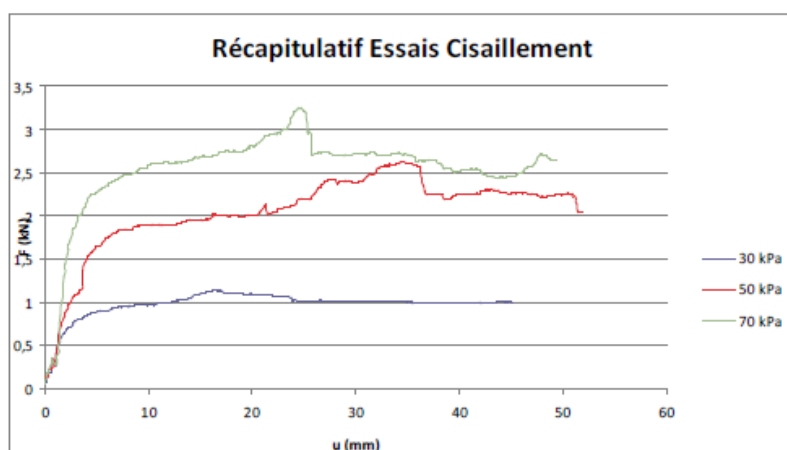
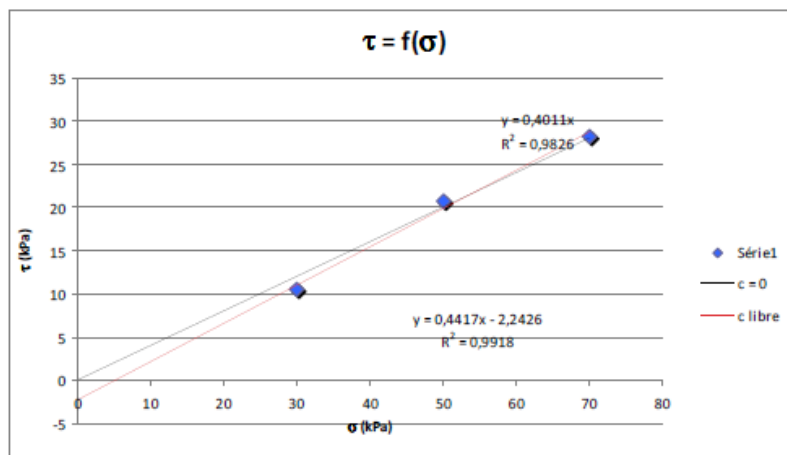
Interface grave 20/40mm – Geoter FPET350 – Essai 1

σ (kPa)	τ (kN)	τ (kPa)	Surface boîte (m)	ϕ (°)
0				$c = 0$
30	1,15	12,122	0,09	24,22
50	2,1	21,667		
70	3	32,678		



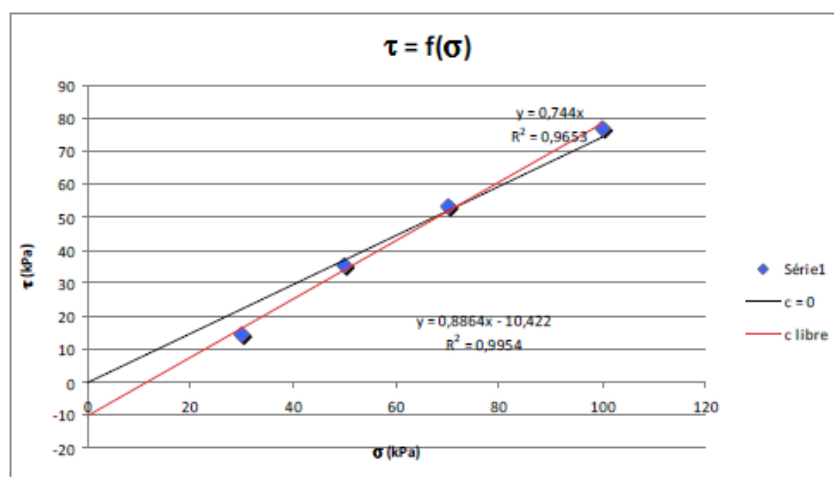
Interface grave 20/40mm – Geoter FPET350 – Essai 2

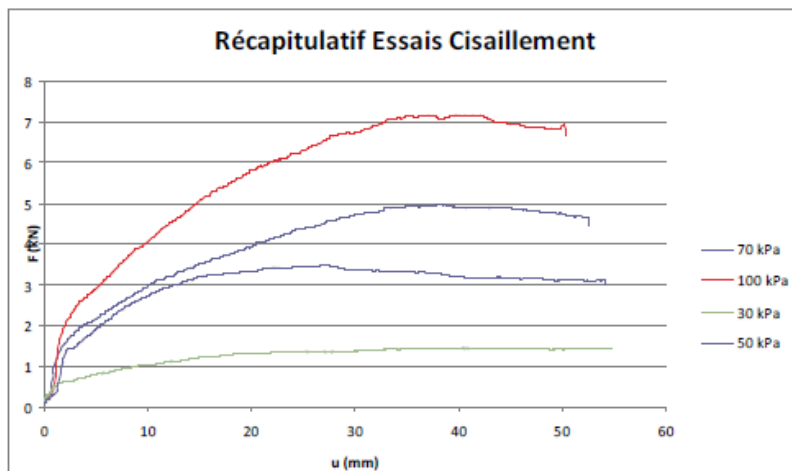
σ (kPa)	τ (kN)	τ (kPa)	Surface boîte (m)	ϕ (°)
0				$c = 0$
30	1,01	10,544	0,09	21,86
50	2	20,767		
70	2,6	28,211		



Interface plateforme – Geoter FPET350

σ (kPa)	τ (kN)	τ (kPa)	Surface boîte (m)	ϕ (°)
0				$c = 0$
30	1,4	14,456	0,09	36,65
50	3,25	35,267		
70	4,9	53,344		
100	7	76,844		

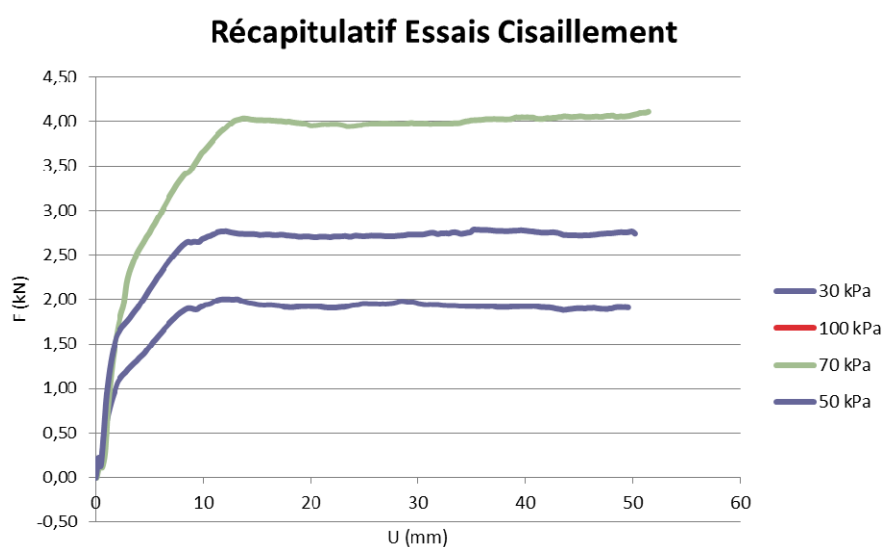
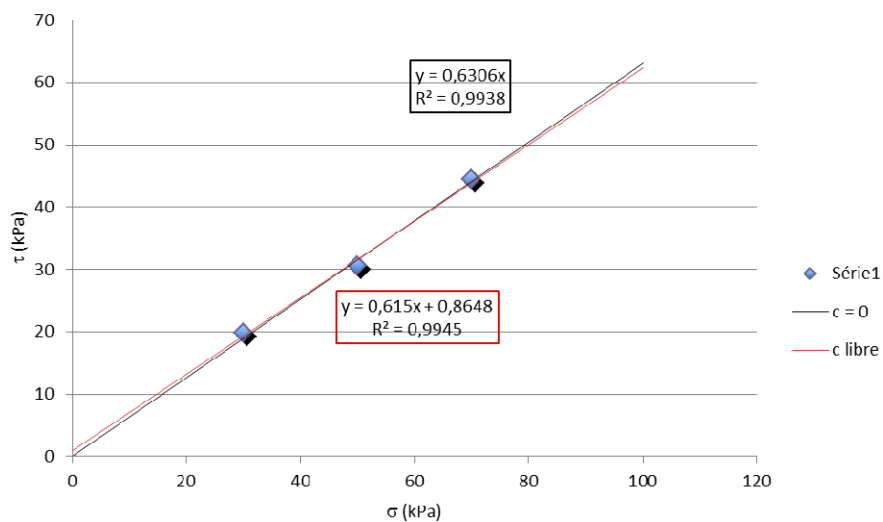




Interface grave 0/40mm – Geoter FPET350

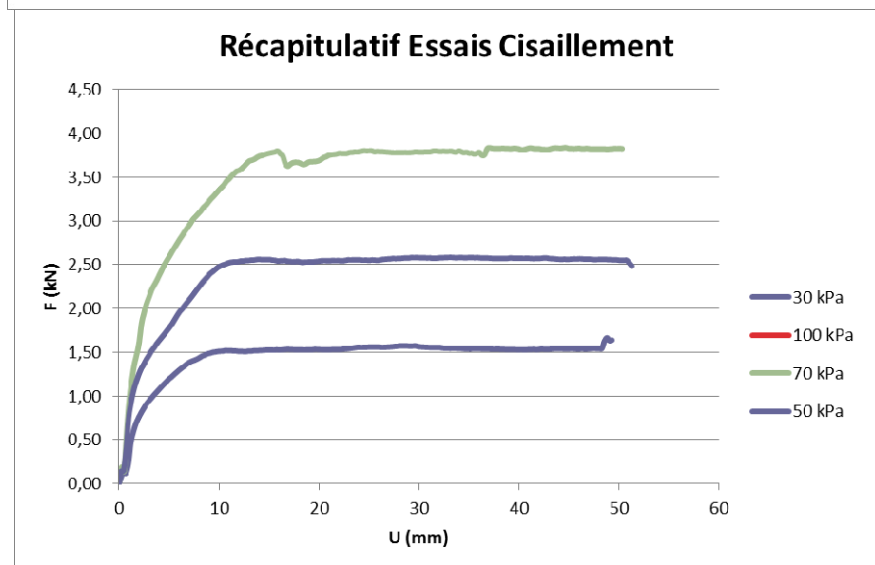
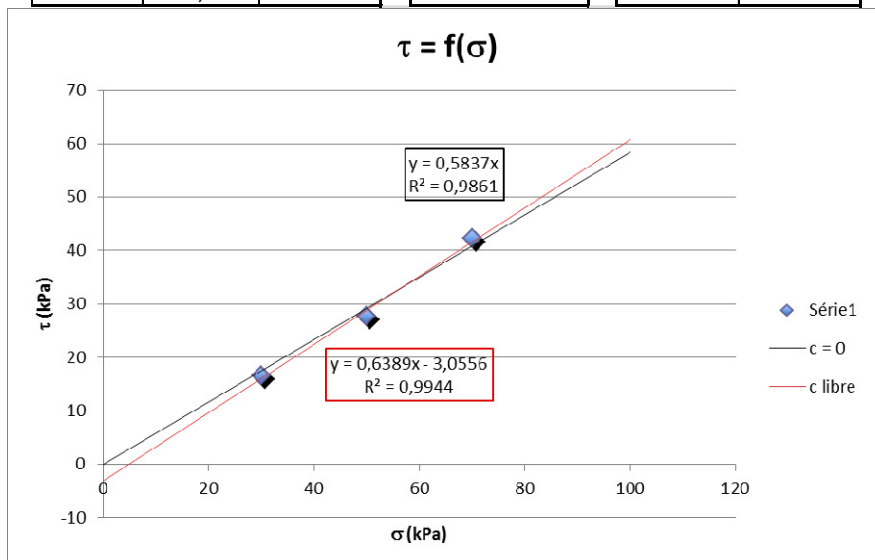
$\sigma \text{ (kPa)}$	$\tau \text{ (kN)}$	$\tau \text{ (kPa)}$	Surface boîte (m)	$\phi \text{ (}^\circ\text{)}$ $c = 0$	$\phi \text{ (}^\circ\text{)}$ $c = 0,9 \text{ kPa}$
0					
30	1,9	19,8			
50	2,75	30,6			
70	4	44,4			
100					

$$\tau = f(\sigma)$$



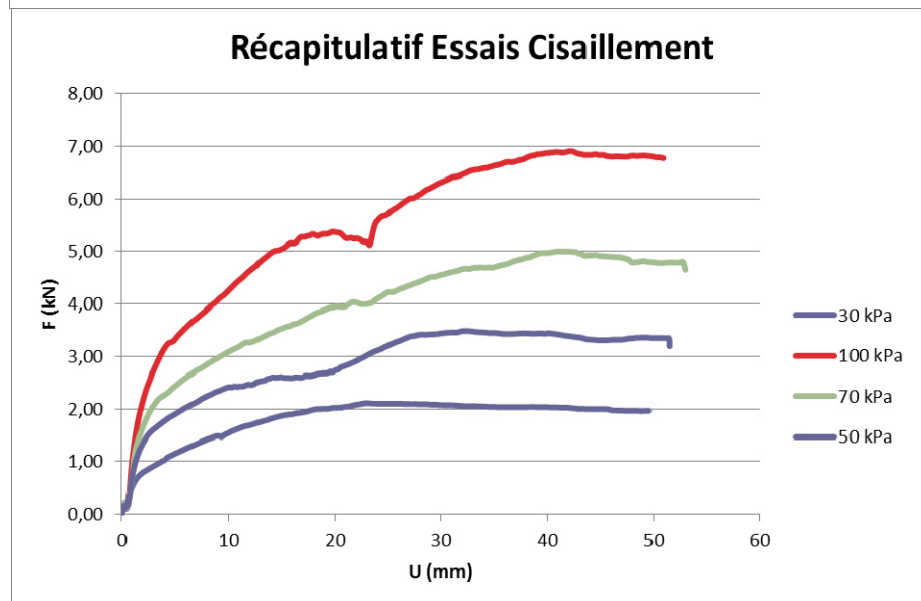
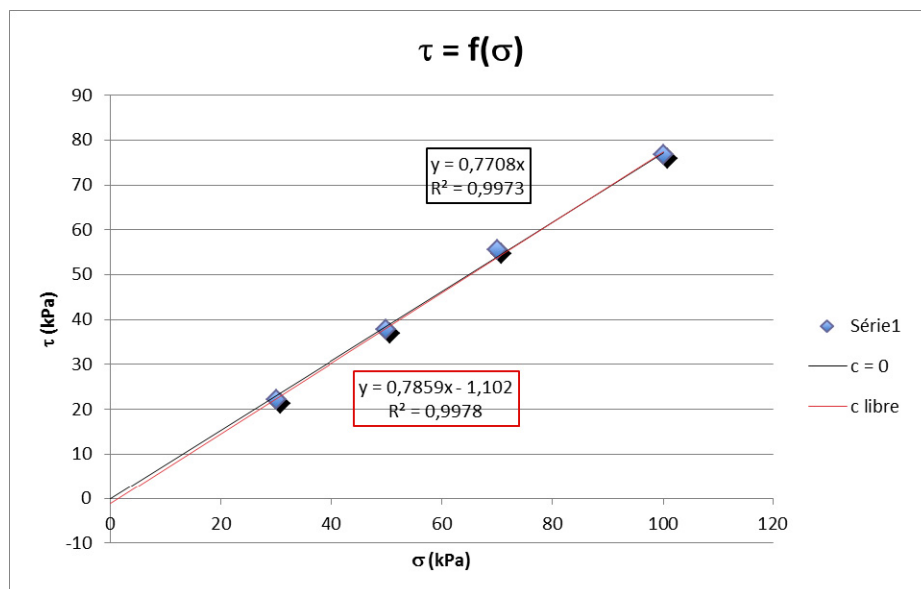
Interface grave 0/40mm – Geoter FPP200

σ (kPa)	τ (kN)	τ (kPa)	Surface boîte (m)	ϕ (°)	ϕ (°)
0			0,09	c = 0	c = 1 kPa
30	1,5	16,7		30,3	32,6
50	2,5	27,8			
70	3,8	42,2			
100	5,1				



Interface plateforme – Geoter FPP200

σ (kPa)	τ (kN)	τ (kPa)	Surface boîte (m)	ϕ (°)
0			0,09	c = 0
30	2,1	22,1		37,6
50	3,4	37,8		
70	5	55,6		
100	6,9	76,7		



ANNEXE 5 : Rapports d'essais de caractérisation des géogrilles des expérimentations sur inclusions rigides

Ces essais de caractérisation ont été réalisés par l'entreprise MDB Texinov.

A5-1 Caractérisation du renforcement géosynthétiques

NOTEX PVA C 800 / 30 Géotextile de renforcement NOTEX®

DESCRIPTION

Géogrille en PVA Haute Ténacité enduite, tissé-tricoté-tramé, à mise en tension immédiate

APPLICATION

Renforcement haute résistance pour travaux de soutènements, chaussées, matelas de transferts de charge sur inclusions rigides, sécurisation de cavités potentielles.

CARACTERISTIQUES DESCRIPTIVES

Caractéristiques	Norme	Unité	Valeur	Tolérance
Masse surfacique	NF EN ISO 9864	g/m ²	1200	± 20%
Epaisseur sous 2 kPa	NF EN 964-1	mm	/	± 20%
Géométrie		mm	10 * 30	± 20%

CARACTERISTIQUES MECANIQUES

Résistance à la rupture en traction	NF EN ISO 10319	kN/m	SP* : 800	± 20%
			ST* : 30	± 20%
Résistance en traction à 1,5% de déformation SP		kN/m	> 170	Val. mini
Déformation à la rupture en traction	NF EN ISO 10319	%	SP* : 6	± 20%
			ST* : 6	± 20%

* SP = Sens production / ST = Sens trame



To: **COSEA**

Rue du Chêne Vert
33440 Ambares et Lagrave

Project : Construction SEA Tours – Bordeaux.

Hypothèses

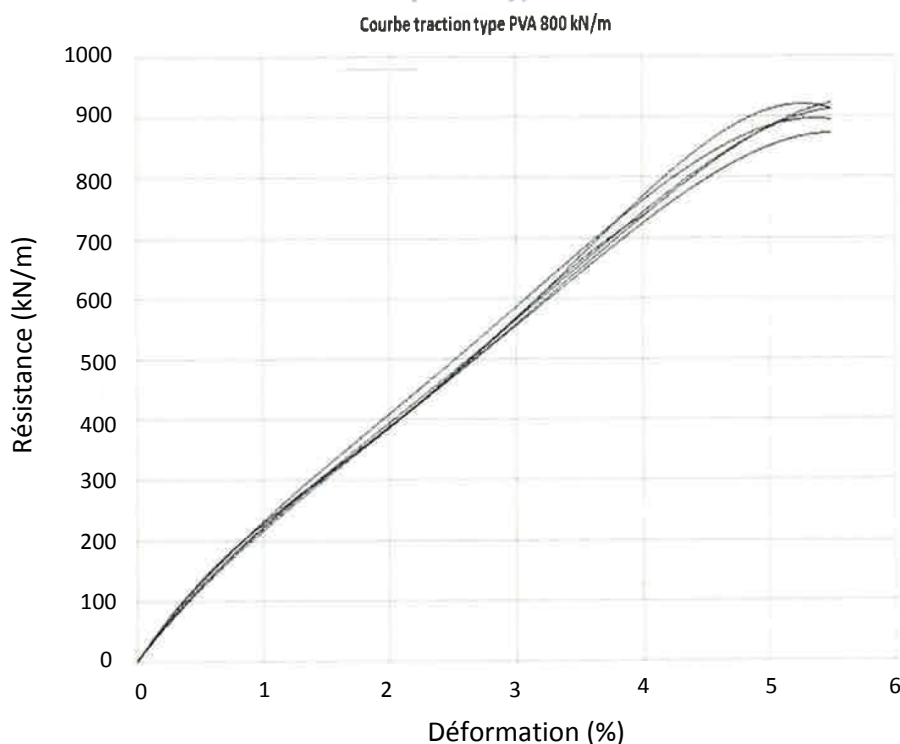
D'après la note de calcul et les éléments mis à disposition de Texinov le 05 décembre 2012 sur site, le produit répondant à note de calcul pour pose d'une géogrille de renforcement dans matelas de transferts de charges sur inclusions rigides devrait être le suivant :

- Résistance en traction directe à 1,5% d'allongement > 170 kN/m
- Déformation de fluage à 100 ans (ouvrage catégorie 5).
- Calcul rupture avec coefficients de durabilité sur matériaux pour ouvrage catégorie 5.
- Matériau pouvant répondre à des conditions de pH pour sols traités.

Proposition

1) Résistance en traction directe

Pour répondre à la haute raideur demandée et le positionnement dans des conditions de pH sols traités, on propose une géogrille de renforcement en PVA haute ténacité enduite. L'allure d'une courbe de traction d'un produit type PVA 800 est la suivante :



La résistance en traction à 1,5% d'allongement est donc supérieure à 170kN/m.

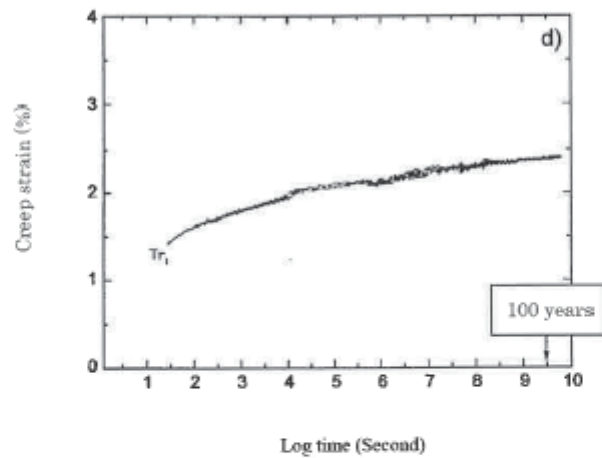
MDB Texinov
56, route de Ferrossière
BP 201 Saint Didier de la Tour
38 354 La Tour Du Pin Cedex
FRANCE

Tel : +33 (0)4 74 97 44 75

Date : 10/12/12

2) Déformation de fluage

Les résultats de déformation au fluage résultant d'un essai accéléré sur géogrille donnent l'allure de courbe suivante en déformation de fluage dans le temps :



On voit que sur 100 ans la déformation de fluage est inférieure à 2,4%.

3) Coefficients de durabilité

Pour un calcul à rupture, la résistance en traction de la géogrille type texinov est réduite en première proposition par les facteurs suivants :

- $\Gamma_{\text{fluage}} = 2$
- $\Gamma_{\text{endommagement à la mise en œuvre}} = 1,2$
- $\Gamma_{\text{durabilité chimique}} = 1,2$
- $\Gamma_{\text{global}} = 1,25$

R long terme = 222 kN/m (> 170 kN/m).

ANNEXE 6 : Simulation numérique des expérimentations sur cavités – Correspondances entre paramètres microscopiques et caractéristiques macroscopiques

ECHANTILLON GRANULAIRE PUREMENT FROTTANT										
Porosité	Echantillon	Angularité	ds (kg/m3)	g (kN/m3)	C _{mic} (kPa)	Phi _{mic} (°)	C _{pic} (kPa)	Phi _{pic} (°)	C _{res} (kPa)	Phi _{res} (°)
0,37	Sphères	0,5	2857,1	18	0	10	0	17	0	15
0,37	Sphères	0,5	2857,1	18	0	15	0	20	0	18
0,37	Sphères	0,5	2857,1	18	0	20	0	23	0	19
0,37	Sphères	0,5	2857,1	18	0	25	0	25	0	20
0,37	Sphères	0,5	2857,1	18	0	30	0	26	0	20,5
0,37	Sphères	0,5	2857,1	18	0	35	0	28	0	21
0,37	Sphères	0,5	2857,1	18	0	40	0	29	0	21
0,37	Sphères	0,5	2857,1	18	0	45	0	30,5	0	21
0,36	Clusters	0,5	2812,5	18	0	20	0	28,5	0	26,5
0,36	Clusters	0,5	2812,5	18	0	25	0	32	0	27
0,36	Clusters	0,5	2812,5	18	0	30	0	35	0	27,5
0,36	Clusters	0,5	2812,5	18	0	35	0	37	0	28
0,36	Clusters	0,5	2812,5	18	0	40	0	39,5	0	28
Porosité	Echantillon	Angularité	ds (kg/m3)	g (kN/m3)	C _{mic} (kPa)	Phi _{mic} (°)	C _{pic} (kPa)	Phi _{pic} (°)	C _{res} (kPa)	Phi _{res} (°)
0,42	Clusters	1	2672,4	15,5	0	25	0	35	0	30
0,42	Clusters	1	2672,4	15,5	0	30	0	38,5	0	30
0,42	Clusters	1	2672,4	15,5	0	35	0	41,5	0	30
0,42	Clusters	1	2672,4	15,5	0	40	0	44,5	0	30
0,42	Clusters	1	2672,4	15,5	0	45	0	47	0	30
0,42	Clusters	1	2672,4	15,5	0	50	0	49	0	30
0,41	Clusters	1	2627,1	15,5	0	20	0	33	0	31
0,41	Clusters	1	2627,1	15,5	0	30	0	41	0	31
0,41	Clusters	1	2627,1	15,5	0	40	0	46,5	0	31
0,41	Clusters	1	2627,1	15,5	0	50	0	51	0	31
0,4	Clusters	1	2583,3	15,5	0	20	0	35	-	-
0,4	Clusters	1	2583,3	15,5	0	30	0	42,5	-	-
0,4	Clusters	1	2583,3	15,5	0	40	0	48,5	-	-
0,4	Clusters	1	2583,3	15,5	0	50	0	53	-	-
Porosité	Echantillon	Angularité	ds (kg/m3)	g (kN/m3)	C _{mic} (kPa)	Phi _{mic} (°)	C _{pic} (kPa)	Phi _{pic} (°)	C _{res} (kPa)	Phi _{res} (°)
0,41	Clusters	0,8	2583,3	15,2	0	20	0	25	0	25
0,41	Clusters	0,8	2583,3	15,2	0	25	0	25	0	25
0,41	Clusters	0,8	2583,3	15,2	0	30	0	26	0	25
0,41	Clusters	0,8	2583,3	15,2	0	35	0	29	0	25
0,41	Clusters	0,8	2583,3	15,2	0	40	0	31,5	0	25
0,41	Clusters	0,8	2583,3	15,2	0	45	0	34	0	25
0,41	Clusters	0,8	2583,3	15,2	0	50	0	36	0	25
0,4	Clusters	0,8	2583,3	15,5	0	20	0	28	0	28
0,4	Clusters	0,8	2583,3	15,5	0	25	0	30	0	28
0,4	Clusters	0,8	2583,3	15,5	0	30	0	34	0	28
0,4	Clusters	0,8	2583,3	15,5	0	35	0	37	0	28
0,4	Clusters	0,8	2583,3	15,5	0	40	0	39	0	28
0,4	Clusters	0,8	2583,3	15,5	0	45	0	42	0	28
Porosité	Echantillon	Angularité	ds (kg/m3)	g (kN/m3)	C _{mic} (kPa)	Phi _{mic} (°)	C _{pic} (kPa)	Phi _{pic} (°)	C _{res} (kPa)	Phi _{res} (°)
0,41	Clusters	0,5	2627,1	15,5	0	25	0	16	-	-
0,41	Clusters	0,5	2627,1	15,5	0	30	0	20	-	-
0,41	Clusters	0,5	2627,1	15,5	0	35	0	22	-	-
0,41	Clusters	0,5	2627,1	15,5	0	40	0	24	-	-
0,41	Clusters	0,5	2627,1	15,5	0	45	0	26	-	-
0,41	Clusters	0,5	2627,1	15,5	0	50	0	27	-	-
0,4	Clusters	0,5	2583,3	15,5	0	25	0	22	-	-
0,4	Clusters	0,5	2583,3	15,5	0	30	0	25	-	-
0,4	Clusters	0,5	2583,3	15,5	0	35	0	26	-	-
0,4	Clusters	0,5	2583,3	15,5	0	40	0	28	-	-
0,4	Clusters	0,5	2583,3	15,5	0	45	0	30	-	-
0,4	Clusters	0,5	2583,3	15,5	0	50	0	31,5	-	-
0,4	Clusters	0,5	2583,3	15,5	0	55	0	33	-	-
0,4	Clusters	0,5	2583,3	15,5	0	60	0	34,5	-	-

ECHANTILLON AVEC COHESION										
Porosité	Echantillon	Angularité	ds (kg/m3)	g (kN/m3)	C_mic (kPa)	Phi_mic (°)	C_pic (kPa)	Phi_pic (°)	C_res (kPa)	Phi_res (°)
0,36	Clusters	0,5	2812,5	18	15	30	6	37	1	30
0,36	Clusters	0,5	2812,5	18	20	30	8,5	37	1	30
0,36	Clusters	0,5	2812,5	18	25	30	11	37	1	30
0,36	Clusters	0,5	2812,5	18	30	30	13	37	1	30
0,36	Clusters	0,5	2812,5	18	35	30	15,5	37	1	30
0,36	Clusters	0,5	2812,5	18	40	30	18	37	1,5	30
0,36	Clusters	0,5	2812,5	18	45	30	20,5	37	1,5	30
0,36	Clusters	0,5	2812,5	18	50	30	21	37	1	34
0,36	Clusters	0,5	2812,5	18	75	30	35,5	37	1	33
0,36	Clusters	0,5	2812,5	18	100	30	48	37	3	30
0,36	Clusters	0,5	2812,5	18	150	30	68	40	5	30
0,36	Clusters	0,5	2812,5	18	200	30	93	40	5	33
0,36	Clusters	0,5	2812,5	18	300	30	145	40	7	38
0,36	Clusters	0,5	2812,5	18	500	30	245	40	19	38